



تهران شرق

طراحی سازه های بتن آرمه ۲

پاییز ۱۴۰۲ + غلط نامه

ارائه دهنده :

علیرضا فاروقی

استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق
دکترای تخصصی مهندسی سازه

با سپاس از :
دکتر حسین زاده اصل

ویرایش سوم

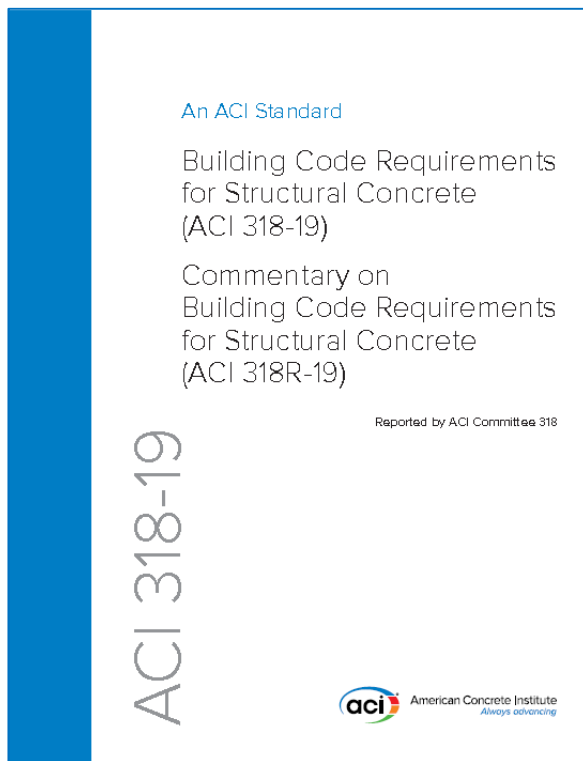


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

آیین نامه های مورد استفاده:



ACI 318 – 19



مبحث نهم - ۹۹



آبا-۱۴۰۰ (ویرایش ۱۴۰۲/۰۵/۲۵)

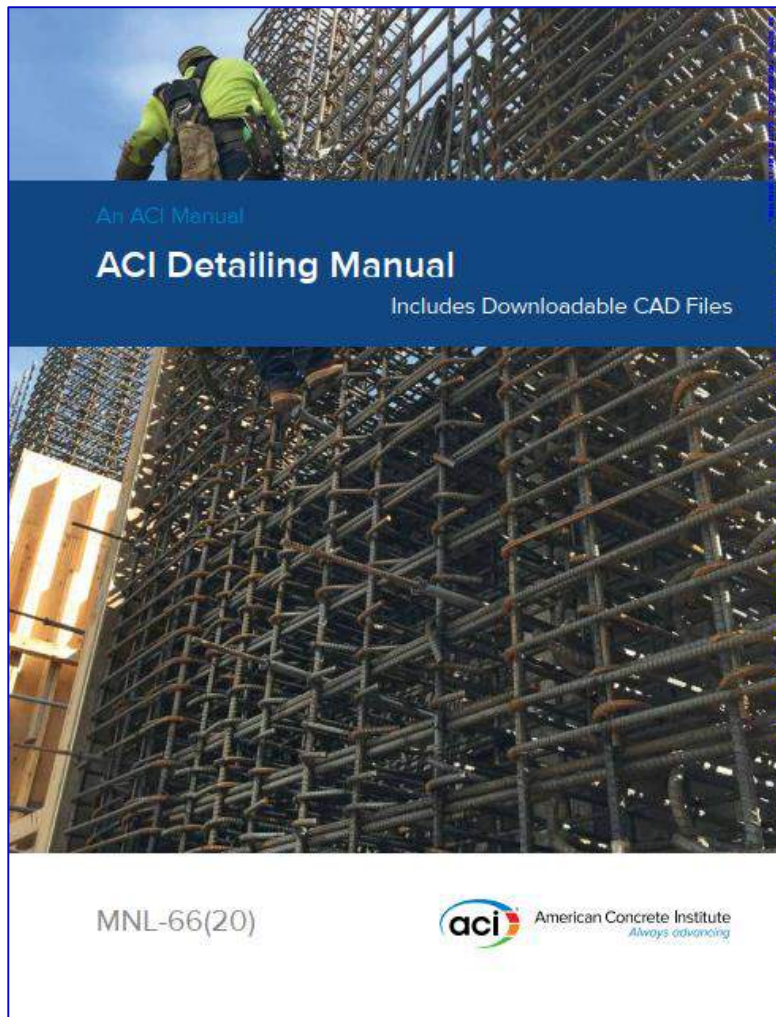


واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

دیگر مراجع مورد استفاده:



جزئیاتی برای اجرا که ضوابط لرزه ای آن به فصل

هجدهم 19 - 318 ACI ارجاع شده است.

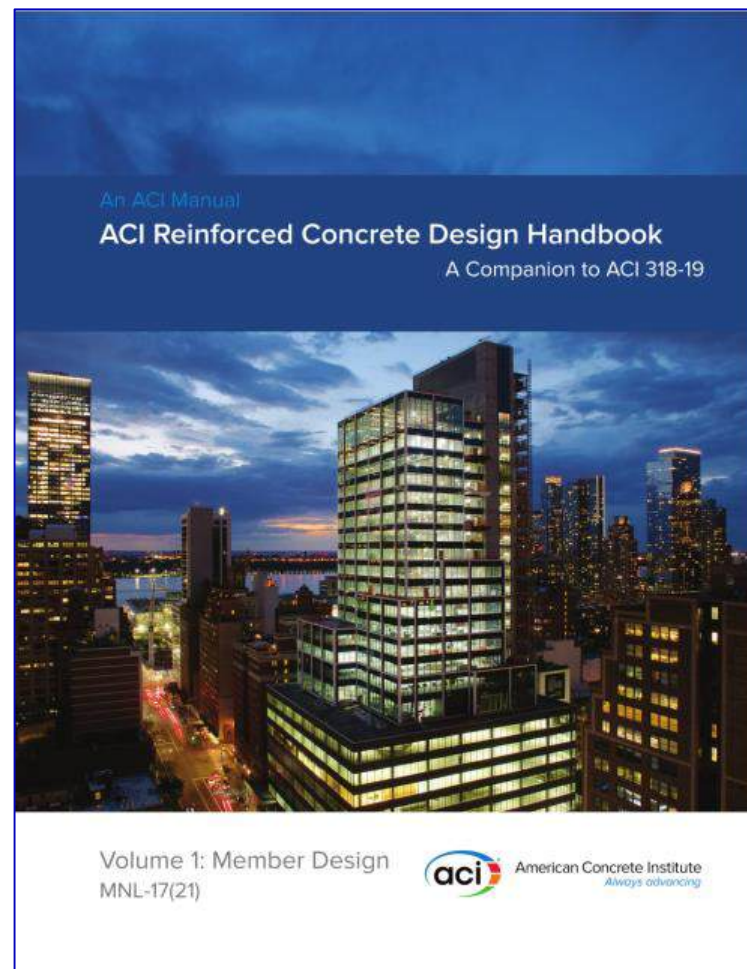
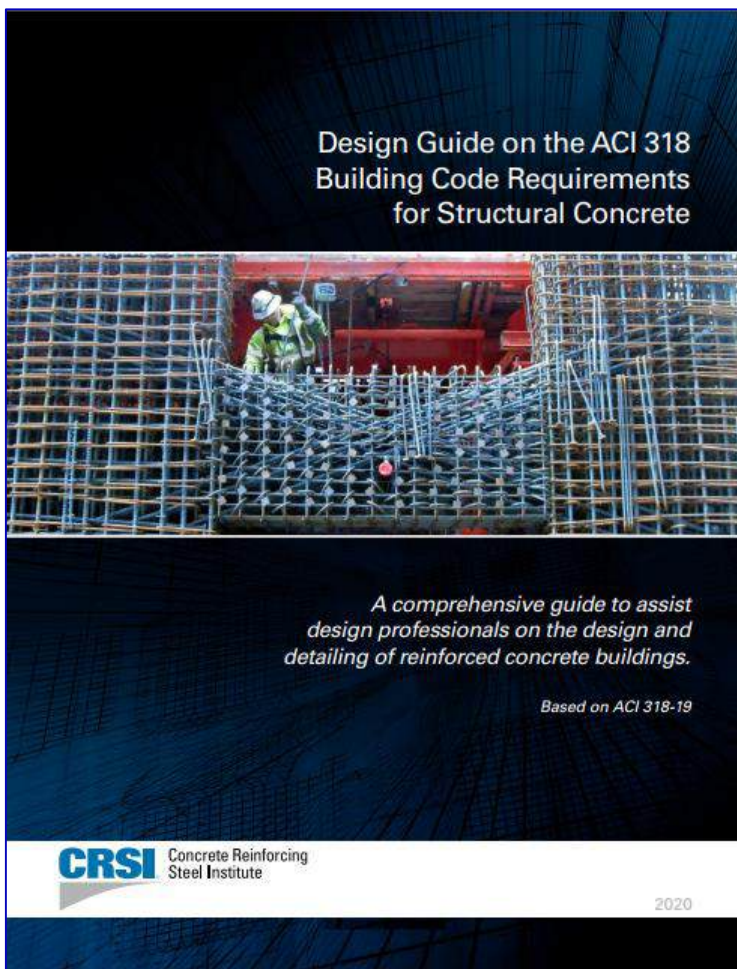


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

دیگر مراجع مورد استفاده:





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

سرفصل مطالب:

- ۱- کنترل خیز و ارتعاش
- ۲- طراحی دالهای یک طرفه و دو طرفه و کنترل برشهای یک طرفه و دو طرفه
- ۳- آرماتور گذاری و مقاطع بحرانی پی ها
- ۴- پیچش در تیرها
- ۵- مهار و وصله آرماتورها در بتن
- ۶- کاشت میلگرد (چسبی)



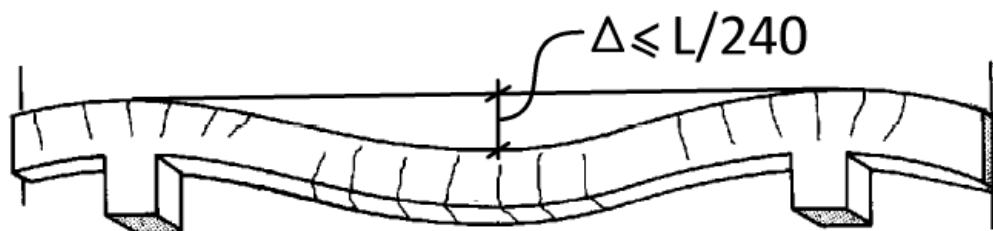
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

کنترل سختی (عملکردی)

خیز تیرها



تیرها تحت اثر بارهای وارده تغییر شکل می‌دهند.

- تغییر شکل بیش از حد می‌تواند موجب ترک خوردن تیغه‌ها و دیوارهایی باشد که تیر آنها را تحمل می‌کند.
- تغییر شکل بیش از حد می‌تواند موجب آسیب به اجزای در و پنجره و ایجاد مشکل در باز و بسته شدن آنها شود.
- تغییر شکل نباید به حدی باشد که با چشم قابل تشخیص باشد. در غیر این صورت موجب کاهش زیبایی سازه و ایجاد نگرانی در ساکنین می‌شود.
- از آنجا که کنترل خیز یک بحث بهره‌برداری می‌باشد (خطر جانی ندارد)، تحت بارهای بدون ضریب کنترل می‌شود.

برای کنترل خیز دو روش وجود دارد:

روش اول: کنترل غیر مستقیم خیز

در این روش به جای محاسبه مستقیم خیز، نسبت طول به ارتفاع تیر به یک عدد تجربی محدود می‌شود. این روش محاسبه خاصی نیاز ندارد و بسیار ساده می‌باشد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۱-۲-۶ حداقل ارتفاع تیر

۹-۱۱-۲-۶-۱ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آن‌ها از مقادیر مندرج در جدول ۹-۱۱-۱ بیش‌تر است، محاسبه‌ی خیز (افتادگی) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها به قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه‌داری نکنند، و خیز زیاد در آن‌ها خسارتی ایجاد نکند.

جدول ۹-۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا تیرچه‌ها	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

تبصره: l در جدول طول آزاد دهانه‌ی تیر است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال می‌باشند. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید بر اساس ضوابط ۹-۱۱-۲-۶-۲ و ۹-۱۱-۲-۶-۳ تغییر یابد.

۹-۱۱-۲-۶-۲ برای سایر انواع فولادها، مقادیر جدول ۹-۱۱-۱ باید در ضریب $(0.4 + f_y / 700)$

ضرب شوند.

با ازدیاد F_y
سطح مقطع
کاهش میابد و
بنابراین ممان
اینرسی کاهش
می یابد.

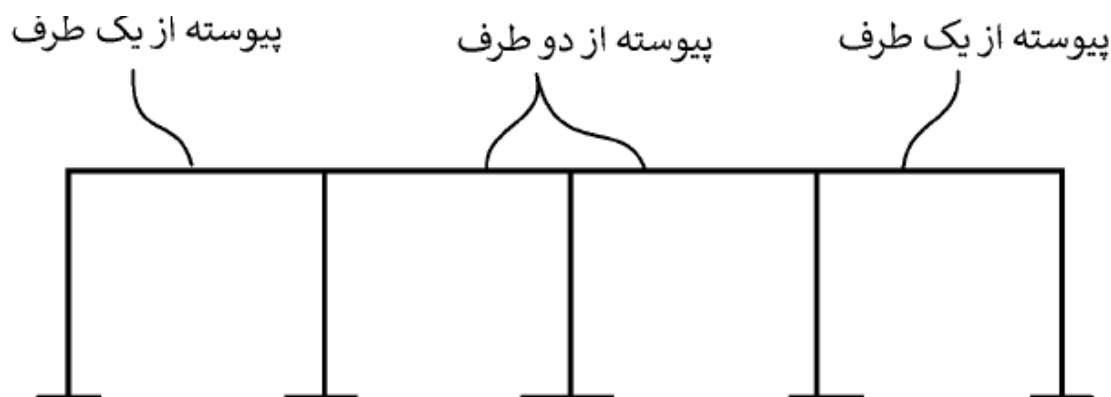




Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



- اگر سازه تک دهانه باشد، باید از محدودیت مربوط به تیکه گاه های ساده استفاده شود.
- اگر طول تیر بلند باشد، متعارف محسوب نشده و اجازه نداریم از جدول فوق استفاده کنیم (محاسبه دقیق لازم است).
- اگر تیر مورد نظر تیغه تحمل میکند اجازه نداریم از جدول فوق استفاده کنیم (محاسبه دقیق خیز لازم است).

روش دوم: محاسبه دقیق خیز محاسبه خیز کوتاه مدت (بدون منظور نمودن اثر خزش)

- ممان اینرسی موثر تیر (I_e) یکی از عوامل مهم در خیز تیر، ممان اینرسی موثر تیر هست. برای مثال خیز تیر دو سر ساده تحت بار گسترده از رابطه زیر بدست میاید:

$$\Delta = \frac{5qL^4}{384E_c I_e}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

- مساحت میلگردهای کششی (A_s)
با افزایش مساحت میلگردهای کششی مقطع، ممان اینرسی مقطع ترک خورده (I_{cr}) افزایش یافته و در نتیجه ممان اینرسی موثر نیز افزایش میابد. (توضیح جدول ۹-۱۱-۱)
- ارتفاع مقطع (h)
افزایش ارتفاع موجب افزایش قابل توجه ممان اینرسی موثر میشود.
- طول تیر (L)
با افزایش طول تیر، تغییرشکل تیر نیز افزایش میابد.
- بار وارد بر تیر (q)
افزایش بار وارد بر تیر علاوه بر اینکه مستقیماً موجب افزایش تغییرشکل آن میشود، موجب کاهش ممان اینرسی موثر مقطع میشود. با افزایش بار قسمتهای بیشتری از تیر ترک خورده محسوب شده و ممان اینرسی موثر کاهش میابد.
- مدول الاستیسیته بتن (E_c)
مدول الاستیسیته بتن تابع مقاومت فشاری آن است. با افزایش مقاومت فشاری بتن، مدول الاستیسیته نیز افزایش یافته و در نتیجه خیز کاهش میابد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

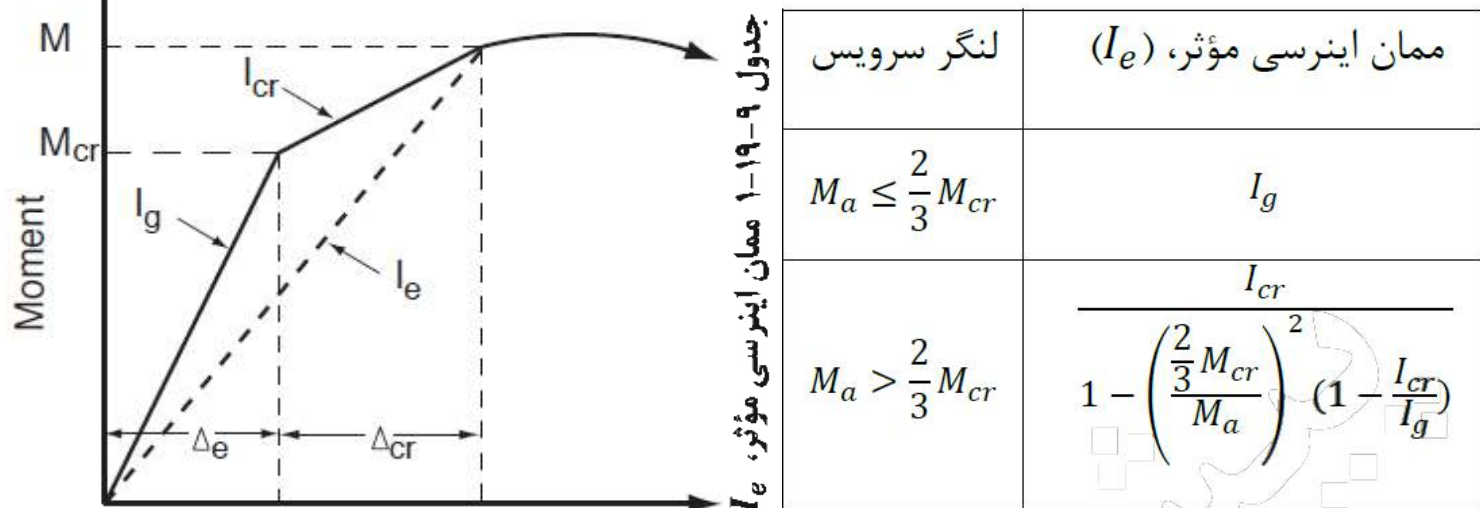
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

بادآوری

ناحیه الاستوپلاستیک (محدوده بارهای بدون ضریب - سرویس):

ممان اینرسی موثر در کنترل خیز و تغییرشکلهای آنی ناشی از بارهای بهره برداری (بدون ضریب) ثقلی در ناحیه الاستوپلاستیک: (نکته: برای محاسبه اضافه خیز دراز مدت، خیز آنی در یک ضریب $(\lambda \Delta)$ ضرب می شود)



۹-۶-۲-۲ در تحلیل برای تعیین تغییر شکل‌های آنی و بلند مدت بارهای قائم بهره برداری،

باید از ضوابط فصل ۹-۱۹ استفاده نمود. همچنین می‌توان مقادیر تغییر شکل‌های آنی را با استفاده

از ممان اینرسی $\frac{1}{4}$ برابر مقدار I که بر اساس بند ۹-۶-۵-۳-۱ و یا هر روش دقیق‌تر تحلیلی

دیگری به دست آمده، محاسبه نمود. مقدار I در هر حال نباید بزرگ‌تر از I_g در نظر گرفته شود.

جدول ۹-۶-۲

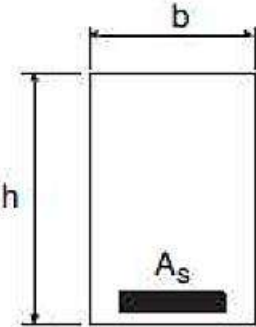
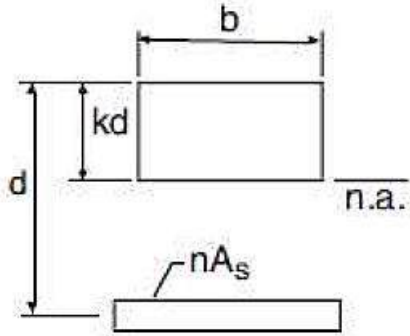
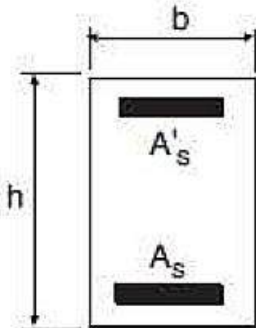
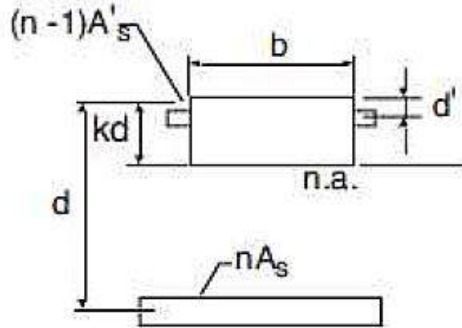


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

یادآوری

Gross Section	Cracked Transformed Section	Gross and Cracked Moment of Inertia
	 Without compression steel	$n = \frac{E_s}{E_c}$ $B = \frac{b}{(nA_s)}$ $I_g = \frac{bh^3}{12}$ Without compression steel $kd = (\sqrt{2dB + 1} - 1)/B$ $I_{cr} = b(kd)^3/3 + nA_s (d - kd)^2$
	 With compression steel	With compression steel $r = (n - 1) A'_s / (nA_s)$ $kd = \left[\sqrt{2dB(1 + rd'/d) + (1 + r)^2} - (1 + r) \right] / B$ $I_{cr} = b(kd)^3/3 + nA_s (d - kd)^2 + (n - 1)A'_s (kd - d')^2$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

یادآوری

ضرایب تقریبی کاهش سختی:

جدول ۹-۶-۲ (الف) - ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضاء در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب دار

عضو و شرایط آن	ممان اینرسی	سطح مقطع
ستونها	$0.7I_g$	$1.0A_g$
دیوارها	$0.7I_g$	
	$0.35I_g$	
تیرها	$0.35I_g$	
دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25I_g$	

جدول ۹-۶-۲-ب
مقادیر دقیق‌تر

عضو	مقادیر ممان اینرسی		
	حداقل	I	حداکثر
ستونها و دیوارها	$0.35I_g$	$(0.8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g})(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0})$	$0.875I_g$
تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25I_g$	$(0.10 + 25\rho)(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d})I_g$	$0.5I_g$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۹-۲-۲-۵ تغییر مکان اضافی ناشی از وارفتگی (خزش) و جمع شدگی (افت یا انقباض) بتن در اعضای خمشی در طول زمان را که تغییر مکان دراز مدت نامیده میشود، در صورت عدم استفاده از روش های تحلیلی دقیق تر، می توان از حاصل ضرب تغییر مکان آنی ناشی از بارهای دائمی در ضریب λ_{Δ} که از رابطه ی (۹-۱۹-۳) تعیین می شود، به دست آورد.

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1+50\rho'} \quad (9-19-3)$$

در این رابطه ρ' نسبت فولاد فشاری در مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه گاه های ساده یا سراسری، و در مقطع تکیه گاه در اعضای طره ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی، ξ ، باید برابر با مقادیر جدول ۹-۱۹-۲ در نظر گرفته شود:



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

جدول ۹-۱۹-۲ ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی

ضریب ξ	زمان
۱/۰	۳ ماه
۱/۲	۶ ماه
۱/۴	۱۲ ماه
۲/۰	۶۰ ماه و بیش تر

محاسبه خیز بلند مدت

طبق بند زیر تغییر شکل ناشی از خزش را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\Delta_{Creep} = \lambda_{\Delta} \times \Delta_{\text{بار دائمی}}$$

λ_{Δ} ضریب خزش می باشد. اگر در جهت اطمینان از کمک میلگرد فشاری صرف نظر شود ($\rho' = 0$) مقدار این ضریب برای بلند مدت (بالای ۵ سال) برابر $\lambda_{\Delta} = 2$ خواهد شد. در این حالت تغییر شکل ناشی از خزش برابر خواهد بود با:

$$\Delta_{Creep} = 2 \times \Delta_{\text{بار دائمی}}$$

مقدار بار دائمی بر اساس قضاوت مهندسی برابر بار مرده همراه با درصدی از بار زنده در نظر گرفته می شود:

$$\Delta_{\text{بار دائمی}} = \Delta_{Dead} + Super\ Dead + Partition + \gamma \times Live$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۹-۲-۴ محدودیت تغییر مکان در تیرها و دال‌ها

۹-۱۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال‌ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۳ تجاوز کنند.

جدول ۹-۱۹-۳ حداکثر تغییر مکان مجاز

انواع عضو	تغییر مکان مورد نظر	حد تغییر مکان	ملاحظات
۱- بامهای تخت که به اعضای غیر سازه‌ای متصل نیستند یا آن‌ها را نگهداری نمی‌کنند؛ و بنا بر این تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییر مکان آبی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کفها		$\frac{l}{360}$	
۳- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری میکنند؛ و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر - مکان دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آبی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	$\frac{l}{480}$	تبصره ۱
۴- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری میکنند، ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییر مکان آبی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	$\frac{l}{240}$	تبصره ۲



واحد تهران شرق

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیر سازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد روا داری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند.

تبصره ۳- اضافه تغییر مکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییر مکان که قبل از اتصال به اعضای غیر سازه‌ای ایجاد شده است، نمی‌شود؛ و در حقیقت تفاضل تغییر مکان، قبل و بعد از اتصال این اعضا می‌باشد.

۹-۱۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۳ کافی تلقی می‌شود.

محاسبات ۹۳

۱۹- در صورتیکه نسبت سطح مقطع آرماتور فشاری به سطح مقطع مؤثر در تمام طول یک تیر طره بتن آرمه برابر 0.006 و تغییر شکل آبی ناشی از بار دائمی در انتهای آزاد تیر برابر 5 میلی‌متر باشد، اضافه افتادگی دراز مدت بعد از ده سال در انتهای آزاد آن تیر بر حسب میلی‌متر حدوداً چه مقدار خواهد شد؟ فرض کنید از روشهای تحلیلی دقیق‌تر استفاده نشود.

15.5 (۴)

6.0 (۳)

7.7 (۲)

9.5 (۱)

$$\Delta_{\text{خزش}} = \lambda \times 5 = \frac{2}{1 + 50 \times 0.006} \times 5 = 7.69 \text{ mm}$$

گزینه ۲



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

محاسبات ۹۶

۲۹- مقطع تیر بتن مسلح با تکیه‌گاه‌های ساده به طول دهانه ۸ متر دارای ممان اینرسی ترک نخورده برابر $I_g = 120 \times 10^8 \text{ mm}^4$ و ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده برابر $I_{cr} = 50 \times 10^8 \text{ mm}^4$ می‌باشد. تیر تحت بار مرده گسترده یکنواخت 20 kN/m (شامل وزن تیر) دارای جابجایی قائم آنی در وسط تیر برابر 8 mm می‌باشد. اگر بار مرده گسترده یکنواخت به دو برابر افزایش یابد، جابجایی آنی (ارتجاعی) تیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (لنگر خمشی نظیر ترک‌خوردگی مقطع تیر برابر $M_{cr} = 80 \text{ kN.m}$ فرض شود).

لنگر سرویس	ممان اینرسی مؤثر، (I_e)
$M_a \leq \frac{2}{3} M_{cr}$	I_g
$M_a > \frac{2}{3} M_{cr}$	$\frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} M_{cr}}{M_a} \right)^2} \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

پاسخ با آیین نامه جدید 16.8 mm می باشد.

با افزایش بار وارد شده، لنگر وارد بر تیر (M_a) نیز افزایش یافته و در نتیجه ممان اینرسی موثر مقطع کاهش میابد:
محاسبه ممان اینرسی موثر تحت بار گسترده 20 kN/m :

$$\left. \begin{aligned} M_a &= \frac{qL^2}{8} = \frac{20 \times 8^2}{8} = 160 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= 80 \text{ kN.m} \\ I_g &= 120 \times 10^8 \\ I_{cr} &= 50 \times 10^8 \end{aligned} \right\} I_e = \frac{50 \times 10^8}{1 - \left(\frac{(2/3) \times 80}{160} \right)^2 \left(1 - \frac{50 \times 10^8}{120 \times 10^8} \right)} = 53.46 \times 10^8$$

محاسبه ممان اینرسی موثر تحت بار گسترده 40 kN/m :

$$\left. \begin{aligned} M_a &= \frac{qL^2}{8} = \frac{40 \times 8^2}{8} = 320 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= 80 \text{ kN.m} \\ I_g &= 120 \times 10^8 \\ I_{cr} &= 50 \times 10^8 \end{aligned} \right\} I_e = \frac{50 \times 10^8}{1 - \left(\frac{(2/3) \times 80}{320} \right)^2 \left(1 - \frac{50 \times 10^8}{120 \times 10^8} \right)} = 50.8 \times 10^8$$

بنابراین پس از افزایش بار ممان اینرسی مقطع کاهش میابد و در نتیجه مقدار خیز در حالت دوم بیش از دو برابر خواهد بود:

$$\Delta_{\text{حالت دوم}} = \Delta_{\text{حالت اول}} \times \frac{53.46}{50.8} \times \textcircled{2} = \Delta_{\text{حالت اول}} \times 2.1 = 8 \times 2.1 = 16.8 \text{ mm}$$

افزایش بار q

$$\Delta = \frac{5qL^4}{384E_c I_e}$$



Alireza Faroughi
 PhD in Structural Engineering
 Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
 دکتری تخصصی مهندسی سازه
 استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

سراسری ۹۵

۱۲۰- برای تیر بتن مسلح با تکیه‌گاه‌های ساده تحت بار دائمی گسترده، افزایش چه عاملی تأثیر بیشتری در کاهش نسبت تغییر شکل زمانی به تغییر شکل آنی در وسط تیر دارد؟

- (۱) مقاومت کششی بتن
- (۲) مقدار آرماتور کششی
- (۳) مقاومت فشاری بتن
- (۴) مقدار آرماتور فشاری

گزینه ۴

محاسبات ۹۳

۵۲- در یک تیر بتن مسلح، چنانچه تغییر شکل آنی ناشی از بار دائمی، در وسط دهانه ۱۰ میلی‌متر باشد، تغییر شکل کل تیر ناشی از بارهای دائمی پس از ۶ سال در همان نقطه، حداکثر چه مقدار می‌تواند باشد؟ (در محاسبات از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر استفاده نمی‌شود و از مقدار آرماتور فشاری صرف‌نظر گردد.)

- (۱) ۱۵ میلی‌متر
- (۲) ۲۰ میلی‌متر
- (۳) ۱۰ میلی‌متر
- (۴) ۳۰ میلی‌متر

گزینه ۴

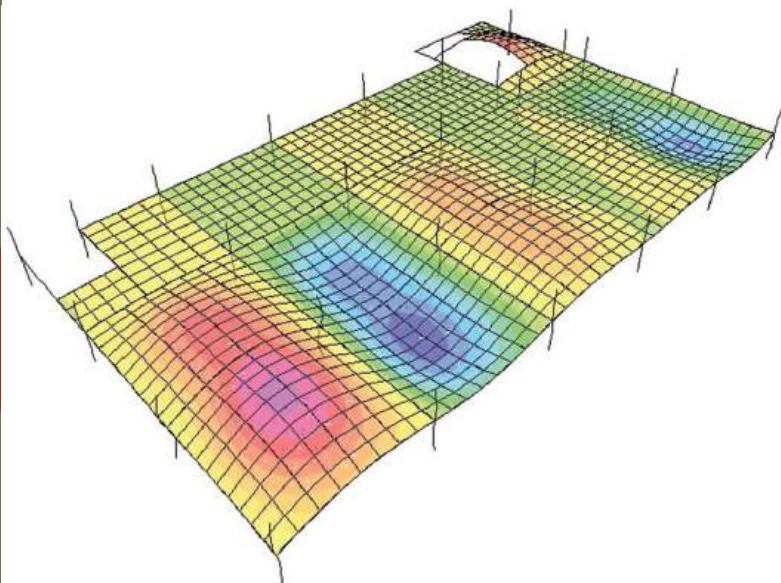
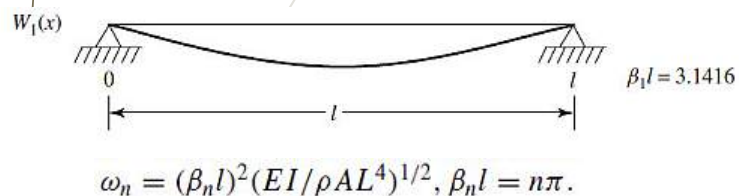
$$\Delta = \Delta_{\text{خزش}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 10 + \frac{\xi}{1 + 50\rho'} 10 = 10 + 2 \times 10 = 30 \text{ mm}$$



Alireza Faroughi
 PhD in Structural Engineering
 Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
 دکتری تخصصی مهندسی سازه
 استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



۹-۱۹-۵ ارتعاش (لرزش)

کفها و تیرهایی که سطوح خالی از تیغه بندی‌های ممتد تا سقف (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میرا کنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجه خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از حرکت افراد، کارکرد ماشین آلات، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آنها) طراحی شوند. بدین منظور فرکانس نوسانی کفها (تیرچه‌ها، دال‌ها و تیرها) باید به اندازه‌ای باشد که حداقل حساسیت افراد را در برابر ارتعاش قائم ایجاد نماید.

حداقل فرکانس دوره‌ای کفها برای کاربری‌های مختلف نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۴ کمتر باشد:

نوع کاربری	حداقل فرکانس دوره‌ای کفها (f)
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f \geq 5 \text{ Hz}$
ساختمان‌های تجاری-فروشگاه‌ها	$f \geq 4 \text{ Hz}$
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f \geq 4 \text{ Hz}$
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f \geq 8.5 \text{ Hz}$
تعمیرگاه‌ها، سالن‌های ژیمناستیک و ورزشی	$f \geq 9.5 \text{ Hz}$
پارکینگ‌ها	$f \geq 4 \text{ Hz}$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

در محاسبه‌ی فرکانس دوره ای ارتعاش کف‌ها، باید اثر ترک خوردگی قطعات، با منظور نمودن **ممان اینرسی مؤثر، I_e** ، متناظر با بارهای مرده و زنده‌ی بدون ضریب، در محاسبه‌ی تغییر شکل‌ها مورد توجه قرار گیرد. این تغییر شکل‌ها مربوط به اثر بارهای مرده و بخشی از بارهای زنده که دائمی فرض می‌شود (بدون ضرایب بار) بوده و ضریب ارتجاعی دینامیکی بتن **$1/25$ برابر مقدار E_c** منظور می‌گردد.

۶-۶-۲-۲ در تحلیل برای تعیین تغییر شکل‌های آنی و بلند مدت بارهای قائم بهره برداری، باید از ضوابط فصل ۹-۱۹ استفاده نمود. همچنین می‌توان مقادیر تغییر شکل‌های آنی را با استفاده از ممان اینرسی **$1/4$ برابر مقدار I** که بر اساس بند ۹-۶-۵-۳-۱ و یا هر روش دقیق‌تر تحلیلی دیگری به دست آمده، محاسبه نمود. مقدار I در هر حال نباید بزرگ‌تر از I_g در نظر گرفته شود. برای محاسبه‌ی فرکانس دوره‌ای، f ، می‌توان از رابطه‌ی (۹-۱۹-۶) استفاده نمود.

$$f = \frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}}$$

که در آن Δ_{is} تغییر مکان استاتیکی قائم حداکثر کف تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می‌شود (بر حسب میلی متر)، و f فرکانس دوره‌ای ارتعاش بر حسب هرتز می‌باشد.

(۹-۱۹-۶)

با جایگذاری فرکانس ساختمان اداری و مسکونی (تیر با بارگسترده یکنواخت):

مقدار Δ_{is} برابر **۱۲.۹۶ (یا ۱۳) میلی‌متر خواهد بود!**

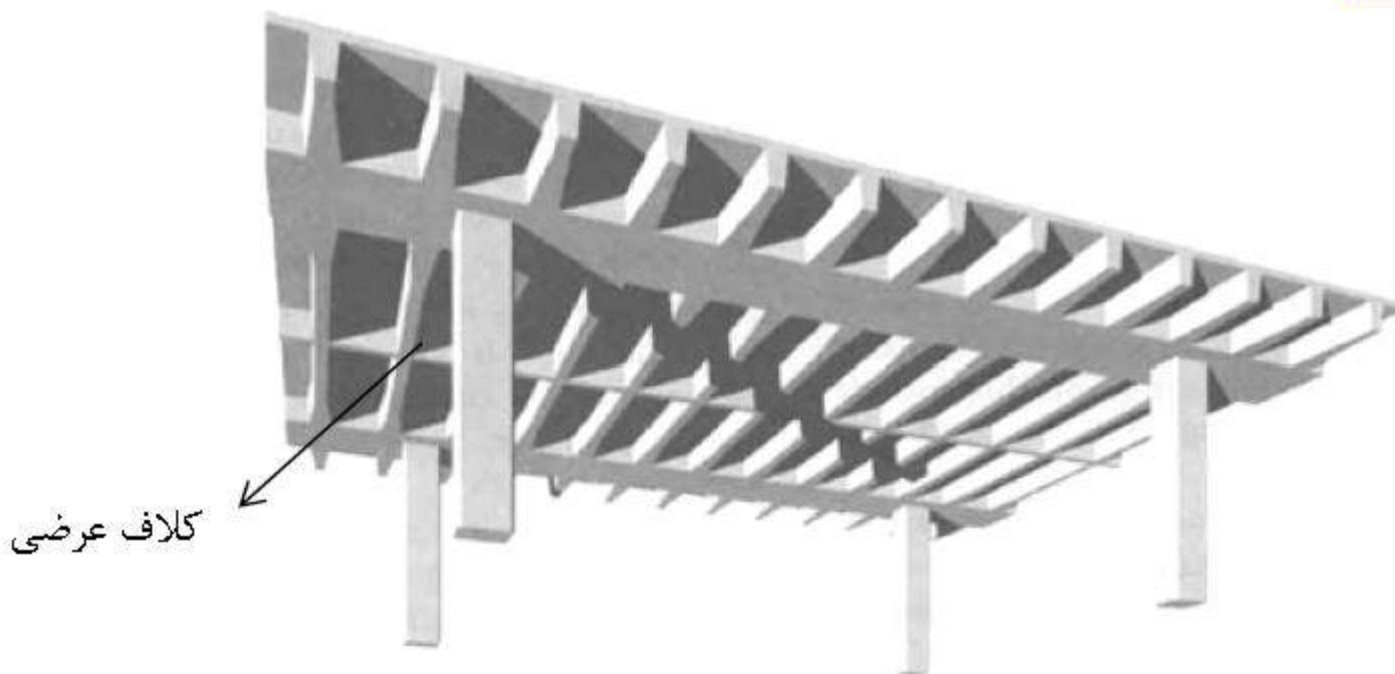


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

دالها



دال تیرچه دار یا تیرک دار (ribbed slab)



Alireza Faroughi
 PhD in Structural Engineering
 Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

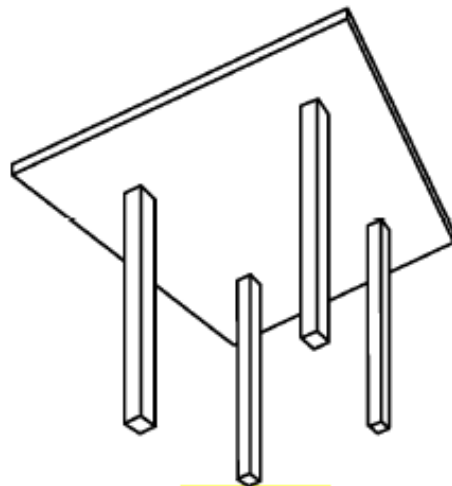
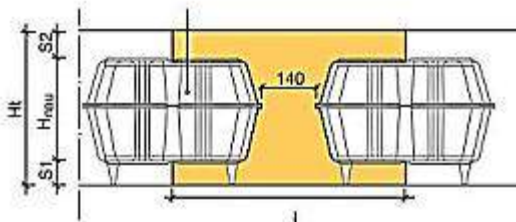
واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
 دکتری تخصصی مهندسی سازه
 استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق



دال مجوف

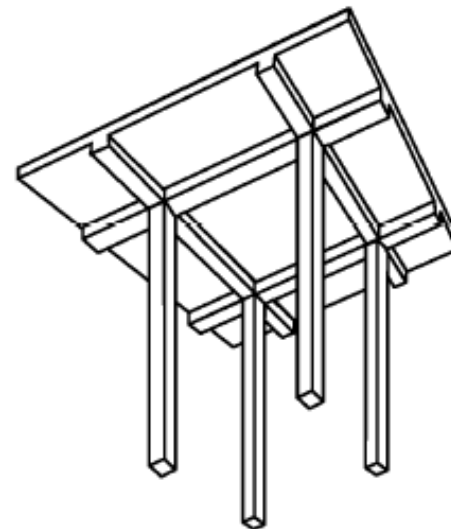
Flat plate voided concrete slab



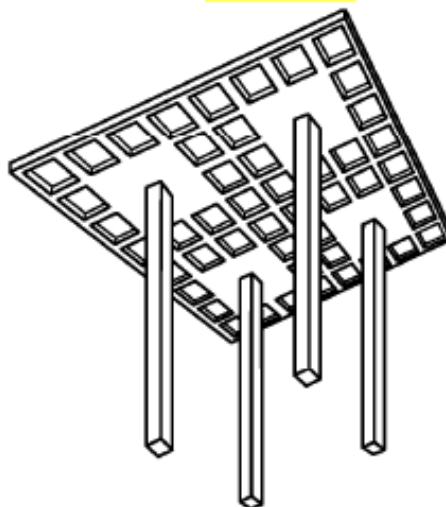
(بدون تیر)

flat plate

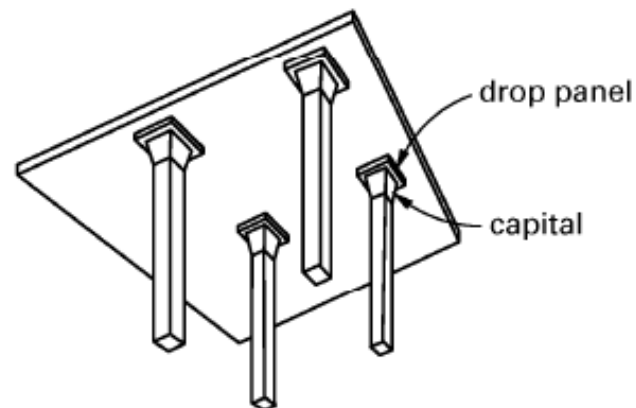
دال تخت



دال + تیر two-way slab with beams



دال مشبک waffle slab



flat slab

دال تخت + پهنه و سرستون



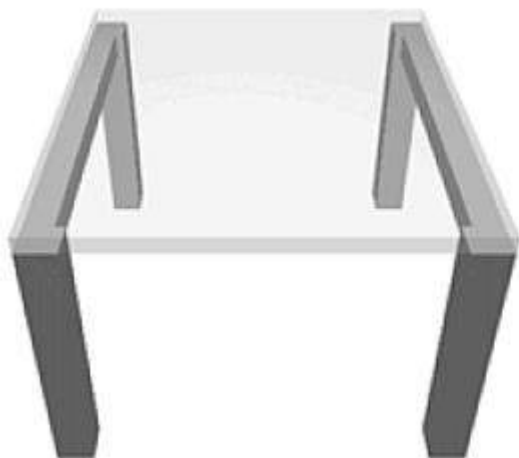
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

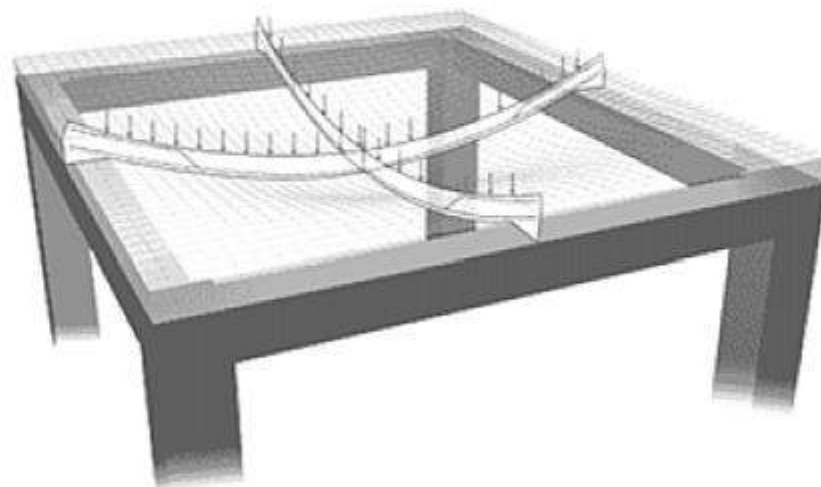
واحد تهران شرق

دال یک طرفه و دو طرفه

اگر دالی به جای اینکه در هر چهار طرف تکیه گاه داشته باشد (به تیر تکیه کند) تنها در دو طرف (یک راستا) تکیه گاه داشته باشد. و یا اگر چهار تکیه گاه داشته باشد ولی نسبت طول به عرض آن بیش از ۲ باشد، به آن دال یکطرفه گویند.



دال یک طرفه: تنها در دو لبه تیر (تکیه گاه) داریم



دال دو طرفه: در هر چهار لبه تیر (تکیه گاه) داریم

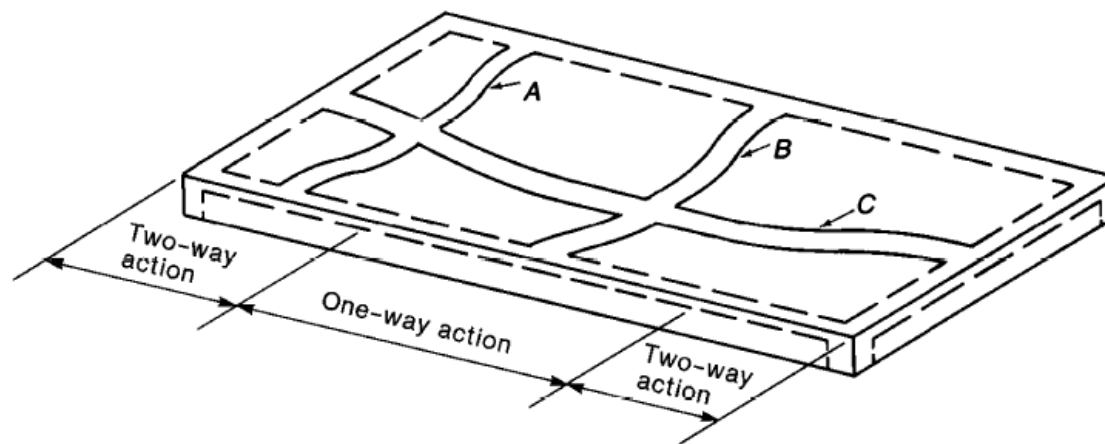


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

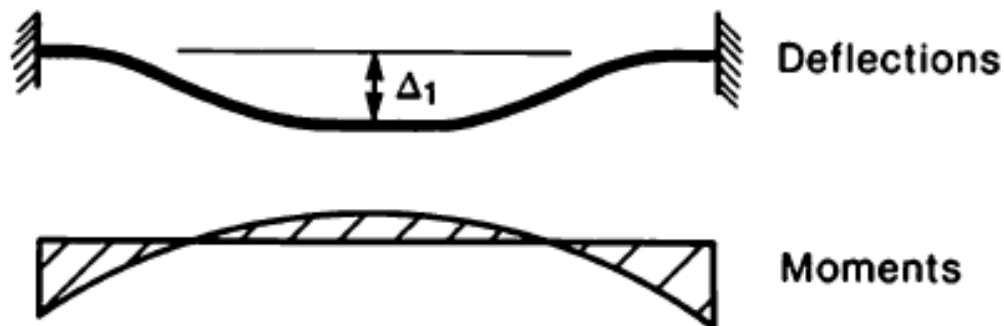
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

در شکل زیر دال در ۴ لبه دارای تکیه گاه است. به علت مستطیلی بودن پانل آن، قسمت میانی دال به صورت یک طرفه (one-way) عمل می کند و در دو انتهای دال خمش دو طرفه (two-way) داریم. در نوار C در قسمت میانی دال لنگر نداریم و تنها در دو انتهای آن لنگر داریم.



(a) Deflected slab strips.



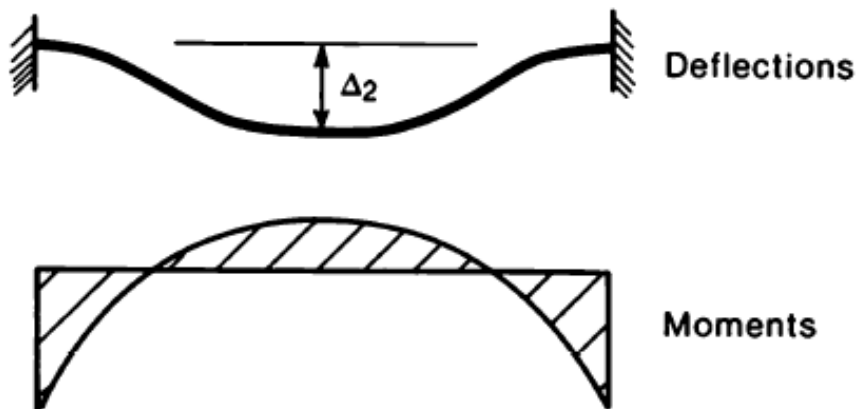
(b) Strip A.



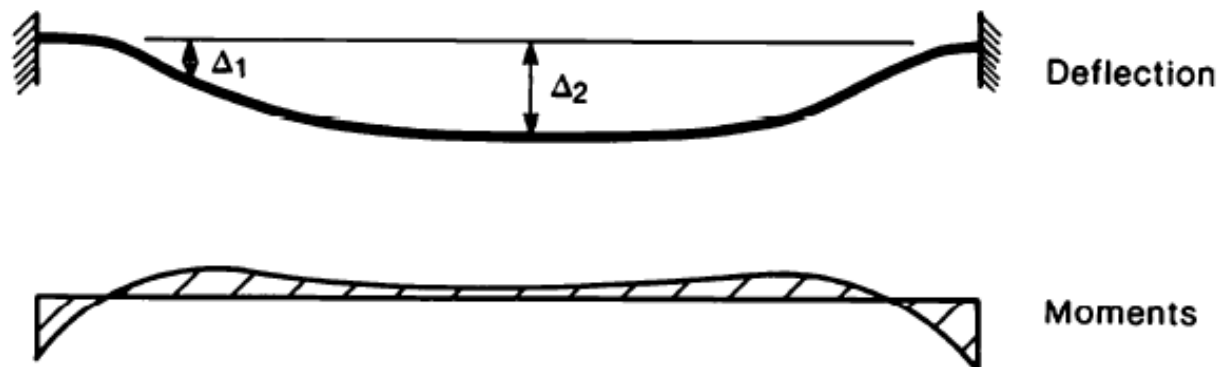
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



(c) Strip B.



(d) Strip C.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

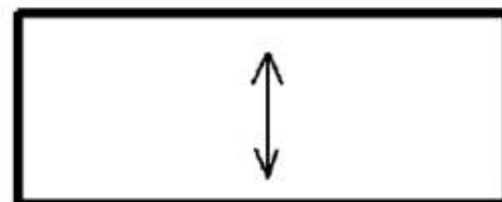
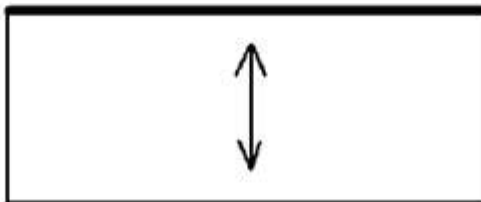
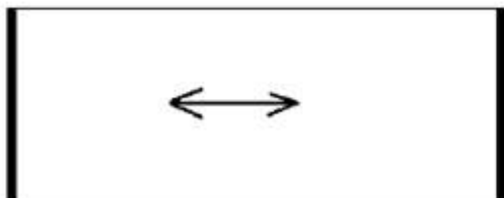
واحد تهران شرق

محاسبات پایه ۱ - ۱۳۸۴

- ۳۶- برای یک دال بتنی مستطیلی ادامه دار از چهار طرف، به ابعاد 6.30 متر در 2.80 متر و ضخامت 22.5 سانتی متر، که در هر چهار لبه دارای تیر و در هر چهار گوشه دارای ستون است، کدام گزینه صحیح است؟
- (۱) باربری در هر حالتی در هر دو جهت صورت می گیرد.
 - (۲) باربری در هر حالتی فقط در جهت عرض دال (2.80 متری) صورت می گیرد.
 - (۳) باربری در هر حالتی فقط در جهت طولی دال (6.30 متری) صورت می گیرد.
 - (۴) باربری در هر یک از دو جهت بستگی به سختی تیرهای زیر سری دارد.

گزینه ۲

اگر در هر چهار طرف دال تیر با سختی بالا داشته باشیم (شکل سمت راست) بار در راستای عرضی منتقل می شود
اگر تنها در راستای عرضی تیر با سختی بالا داشته باشیم (شکل سمت چپ) بار در راستای طولی منتقل می شود.





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

- کنترل خیز در دالها

کنترل خیز را به دو روش می توان انجام داد.

- روش اول (روش تقریبی): یک ضخامت حداقل (h) بر اساس طول دهانه دال (l) برای آن تعیین می شود. به طوریکه هرچه طول دهانه بلندتر باشد، باید ضخامت دال بیشتری را برای آن در نظر بگیریم در شکل زیر جدول حداقل ضخامت برای دالهای یک طرفه نشان داده شده است.
- روش دوم (روش دقیق): با استفاده از روابط تحلیل سازه خیز دال محاسبه می شود. خیز محاسبه شده باید کمتر از مقدار مجاز باشد.

۱-۳-۹-۹ حداقل ضخامت دال (دالهای یک طرفه توپر)

۱-۱-۳-۹-۹ برای دالهای توپر که به جدا کننده ها (تیغه ها) یا دیگر اجزای ساختمانی که احتمال

دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببینند، متصل نیستند، ضخامت کل دال، h نباید از مقادیر جدول ۱-۹-۹

که برای بتن معمولی و فولاد با تنش تسلیم $f_y = 420 \text{ MPa}$ تنظیم شده است، کمتر باشد؛ مگر آن

که محاسبه ی خیز آن ها بر اساس بند ۲-۳-۹-۹ انجام شود. برای $f_y \neq 420 \text{ MPa}$ مقادیر جدول

۱-۹-۹ باید در $(0.4 + f_y/700)$ ضرب شوند.

جدول ۱-۹-۹ حداقل ضخامت دالهای یک طرفه ی توپر

شرایط تکیه گاهی	حداقل ضخامت، h
تکیه گاه ساده	$l/20$
یک انتهای ممتد	$l/24$
دو انتهای ممتد	$l/28$
طره (کنسولی)	$l/10$

$l =$ طول دهانه



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

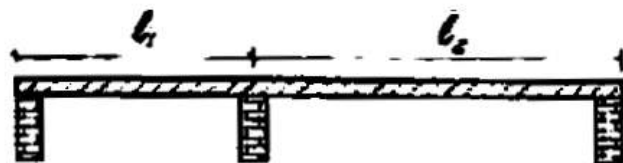
واحد تهران شرق

۹-۳-۲ محدودیت های خیز دال

۹-۳-۲-۱ در دال هایی که محدودیت های حداقل ضخامت مندرج در بند ۹-۳-۱-۱ برآورده نشود، باید خیز آنی و خیز دراز مدت مطابق با ضوابط مربوط به حالت حدی بهره برداری (بند ۹-۱۹-۲) محاسبه گردد و از حدود مندرج در بند ۹-۱۹-۲-۴ محاسبات ۹۲ بیشتر نشود.

(مانند تیرها)

۲۷- بام یک ساختمان معمولی، تشکیل شده است از یک دال یک طرفه دو دهانه، که روی سه دیوار با طول بلند اجرا خواهد شد. اگر نخواهیم وارد محاسبات تغییر شکل دال بشویم، در طراحی برای بدست آوردن کمترین ضخامت دال، از کدام گزینه باید شروع کنیم؟ (طول مؤثر دهانه های دال را به ترتیب 3 و 5 متر فرض نمائید. بارهای وارد به بام کاملاً متعارف می باشند).



- ۱) ضخامت ۱۹۰ میلیمتر و میلگرد رده S340
- ۲) ضخامت ۱۷۰ میلیمتر و میلگرد رده S400
- ۳) ضخامت ۱۵۰ میلیمتر و میلگرد رده S340
- ۴) ضخامت ۲۵۰ میلیمتر و میلگرد رده S400

شکل فوق مربوط به یک دال یک طرفه می باشد. هر کدام از دهانه ها تنها از یک طرف ممتد هستند.

$$\frac{l}{24} = \frac{500}{24} = 20.83 \text{ cm} = 208 \text{ mm} \quad S400$$

$$\frac{l}{24} \left(0.4 + \frac{340}{700} \right) = 18.45 \text{ cm} = 185 \text{ mm} \quad S340$$

گزینه ۱.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

آرماتورافت و حرارت در دالها



آرماتورافت و حرارت

۹-۶-۳ حداقل آرماتور حرارتی و جمع شدگی

برای مقابله با تنش‌های حرارتی و جمع شدگی بتن، باید حداقل آرماتور لازم مطابق بند ۹-۱۹-۴ در نظر گرفته شود.

۹-۱۹-۴ آرماتور حرارتی و جمع شدگی

۹-۱۹-۴-۱ در دال‌های یک طرفه برای مقابله با تنش‌های حرارتی و جمع شدگی باید در جهت عمود بر آرماتورهای خمشی، آرماتورهای اضافی موسوم به "آرماتور حرارتی"، مطابق ضوابط بندهای ۹-۱۹-۴-۳ تا ۹-۱۹-۴-۶ در نظر گرفته شوند.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۹-۴-۳ نسبت سطح مقطع آرماتور آجدار حرارتی و جمع شدگی به سطح مقطع ناخالص بتن، باید بزرگتر یا مساوی ۰/۰۰۱۸ در نظر گرفته شود.

۹-۱۹-۴-۴ آرماتورهای حرارتی در دال‌های با ضخامت بیش‌تر از ۲۰۰ میلی متر باید در دو لایه نزدیک به سطوح زیر و روی دال قرار داده شوند. در دال‌های با ضخامت کم‌تر می‌توان آن‌ها را در یک لایه قرار داد.

۹-۱۹-۴-۵ فاصله‌ی آرماتورهای حرارتی و جمع شدگی از یک دیگر نباید بیش‌تر از پنج برابر ضخامت دال و یا ۳۵۰ میلی متر در نظر گرفته شود.

۹-۹ دال‌های یک‌طرفه

۹-۹-۶ آرماتور گذاری

۹-۹-۶-۱ حداقل آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ در وجه کششی، باید برابر با $0.0018A_g$ در نظر گرفته شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۰-۷-۲ حداقل آرماتور خمشی در دال‌های دوطرفه

الف - حداقل مساحت آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ ، برابر با $0.0018A_g$ بوده و یا مطابق آنچه در بند (ب) زیر تعریف شده است، محاسبه می‌شود. این آرماتور باید در نزدیکی سطح کششی در جهت دهانه، و در عرض دال (b_{slab}) تعبیه شود.

نکته : برخلاف آرماتور حداقل خمشی، آرماتور افت و حرارت که عمود بر آرماتور خمشی گذاشته می‌شود. در مقاطع ضخیم و یا به تشخیص طراح، در **دو لایه** قرار داده می‌شود:

A Companion to ACI 318-19

24.4.3.2

Minimum shrinkage and temperature reinforcement is 0.0018 of gross concrete area. Divide this amount equally between the two faces.

$$\frac{0.0018(12 \text{ in.})(10 \text{ in.})}{2} = 0.108 \text{ in.}^2 \text{ in each face}$$

24.4.3.3

Bar spacing should not exceed $5h$ or 18 in.

$5(10 \text{ in.}) = 50 \text{ in.}$ 18 in. controls
No. 4 bars at 18 in. o/c:

$$A_s = (12 \text{ in.}/18 \text{ in.})0.2 \text{ in.}^2 = 0.133 \text{ in.}^2$$

Volume 2: Special Topics
MNL-17(21)

Use No. 4 horiz. @ 18 in. each face = $0.13 \text{ in.}^2 + 0.13 \text{ in.}^2 = 0.26 \text{ in.}^2$ and No. 4 vert. @ 12 in. in outside face = $0.2 \text{ in.}^2 > 0.108 \text{ in.}^2$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۸-۱-۳-۱۵-۹ در تعیین میلگردهای حداقل جمع شدگی و حرارت در شالوده‌های سطحی، ضوابط دال‌های یک طرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد یک طرفه، و ضوابط دال‌های دو طرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد دو طرفه، ملاک محاسبه می‌باشند. شالوده‌های حجیم از ضوابط فصل الزامات بهره برداری پیروی می‌کنند.

محاسبات ۹۳

۴۳- مقدار کل آرماتورهای حرارت و جمع شدگی در یک مترمربع پلان از یک پی گسترده به ضخامت دو متر برحسب کیلوگرم حدوداً چقدر می‌باشد؟ (میلگرد از نوع S340 فرض شود).

- | | |
|--------|--------|
| 44 (۱) | 31 (۲) |
| 63 (۳) | 22 (۴) |

مساحت آرماتور در هر راستا برابر است با:

$$\left(\frac{A_s}{bh}\right)_{min} = 0.0018 \rightarrow \left(\frac{A_s}{1000 \times 2000}\right)_{min} = 0.0018 \rightarrow A_s = 3600 \text{ mm}^2 = 3.6 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

حجم میلگرد در یک راستا (طول میلگردها ۱ متر است):

$$V = 3.6 \times 10^{-3} \times 1 = 3.6 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

با توجه به اینکه آرماتور افت و حرارت باید در دو جهت متعامد قرار داده شود، کل حجم آرماتور طولی در یک مترمربع از پی برابر خواهد بود با:

$$V = 2(3.6 \times 10^{-3} \text{ m}^3) = 7.2 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

وزن مخصوص فولاد $7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ می‌باشد و بنابراین وزن میلگرد برابر خواهد بود با:

$$W = 7.2 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \times 7850 = 56.5 \text{ kg}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

تحلیل دال‌های یک طرفه به روش ضرایب لنگر و برش

۹-۶-۹ روش‌های ساده شده‌ی تحلیل الاستیک

۹-۶-۹-۱ تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی ممتد

۹-۶-۹-۱-۱ در تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی ممتد، در صورتی که شرایط (الف) تا (ث) زیر موجود باشند، لنگرهای خمشی و تلاش‌های برشی را می‌توان در مقاطع مختلف با استفاده از جدول شماره‌ی ۹-۶-۳ تعیین نمود.

الف - تیر یا دال دارای حداقل دو دهانه باشد.

ب - هر یک از اعضا در طول خود دارای مقطع ثابت باشند.

پ - طول دهانه‌ی بزرگ‌تر از دو دهانه‌ی مجاور، از ۲۰ درصد طول دهانه‌ی کوچک‌تر تجاوز ننماید.

ت - بارها در سراسر طول تیر یا دال، تقریباً به صورت یک‌نواخت توزیع شده باشند.

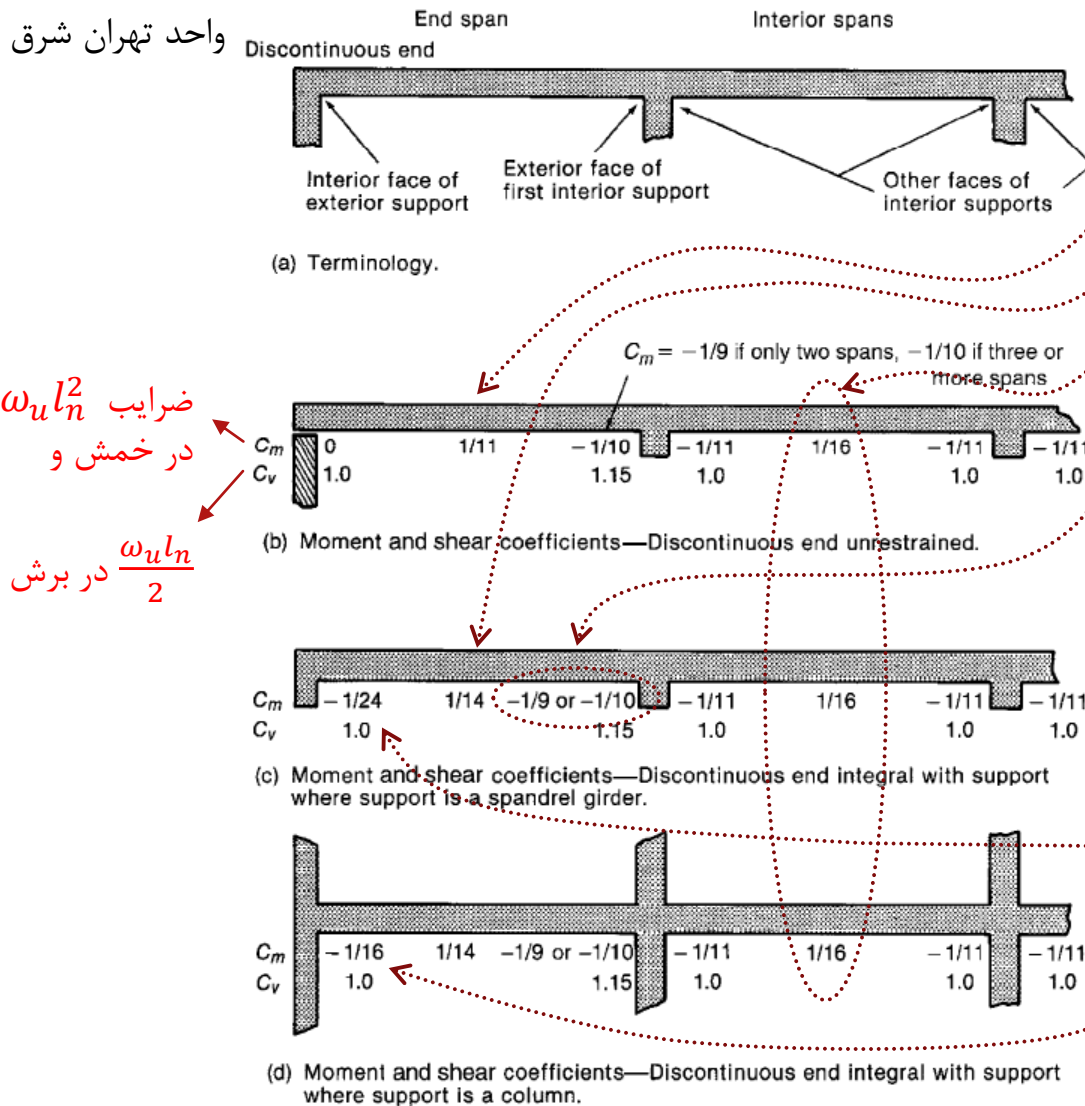
ث - شدت بار زنده از سه برابر شدت بار مرده بیش‌تر نباشد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

جدول ۹-۶-۳ مقادیر تقریبی لنگرها و برشها و دالهای یک طرفه ی ممتد



۱- لنگر مثبت	
الف- دهانه های انتهایی	$w_u \frac{l_n^2}{11}$
با انتهای غیر ممتد، به صورت ساده (غیر گیردار)	$w_u \frac{l_n^2}{14}$
با انتهای غیر ممتد، به صورت یک پارچه با تکیه گاه	$w_u \frac{l_n^2}{16}$
ب- دهانه های داخل	
۲- لنگر منفی	
الف- لنگر منفی در وجه خارجی اولین تکیه گاهی داخلی	$w_u \frac{l_n^2}{9}$
دو دهانه	$w_u \frac{l_n^2}{10}$
بیشتر از دو دهانه	$w_u \frac{l_n^2}{11}$
ب- لنگر منفی در وجه دیگر تکیه گاه های داخلی	
۳- لنگر منفی در موارد خاص	
الف- لنگر منفی در وجه تکیه گاه های خارجی دال ها با دهانه های حداکثر ۳ متر، و تیرهایی که در آنها نسبت مجموع سختی ستون ها به مجموع سختی تیرها در هر انتهای دهانه بیش تر از ۸ باشد.	$w_u \frac{l_n^2}{12}$
ب- لنگر منفی در وجه داخلی تمامی تکیه گاه های خارجی برای اعضای که با تکیه گاه های خود به صورت یک پارچه ساخته شده باشند: در مواردی که تکیه گاه، یک تیر لبه باشد در مواردی که تکیه گاه، ستون باشد	$w_u \frac{l_n^2}{24}$ $w_u \frac{l_n^2}{16}$
۴- برش در تیرهای ممتد	
الف- برش در اعضای انتهایی در وجه اولین تکیه گاه داخلی	$1.15 w_u \frac{l_n}{2}$
ب- برش در وجه سایر تکیه گاه ها	$w_u \frac{l_n}{2}$

w_u

بار ضریب دار وارد به واحد طول تیر یا دال یک طرفه.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۹-۳-۵-۳ برش

۹-۹-۳-۵-۱ V_n باید مطابق با بند ۹-۸-۴ محاسبه شود. ← ۹-۸-۴ مقاومت برشی یک طرفه

در دالها سعی میشود از آرماتور برشی استفاده نشود. برای این منظور باید مقدار برش وارد بر دال به گونه ای باشد که بتن به تنهایی و بدون کمک آرماتور برشی بتواند برش را تحمل کند: (برش یکطرفه در بارهای ثقیلی)

$$V_c = \left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d$$

نیاز به آرماتور برشی نیست $\rightarrow V_u < \phi V_c$ دالها

نیاز به آرماتور برشی نیست $\rightarrow V_u < 0.5\phi V_c$ ستونها و تیرها

۹-۹-۶-۲ حداقل آرماتور برشی

۹-۹-۶-۲-۱ در کلیه مقاطعی که در آنها $V_u > \phi V_c$ است، لازم است آرماتور برشی حداقل،

$A_{v,min}$ تامین شود. مقدار این آرماتور برشی حداقل باید بر مبنای ضوابط فصل ۹-۱۱ محاسبه شود.

۹-۱۱-۵-۳-۲ اگر آرماتورهای برشی مورد نیاز باشد و بتوان از اثرات پیچشی صرف نظر نمود، حداقل آرماتور برشی در فاصله s ، یعنی $A_{v,min}/s$ ، نباید از بزرگترین مقادیر زیر کم‌تر باشد:

$$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \quad 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$$



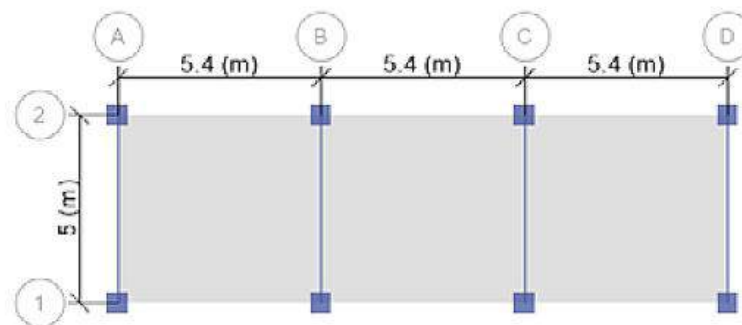
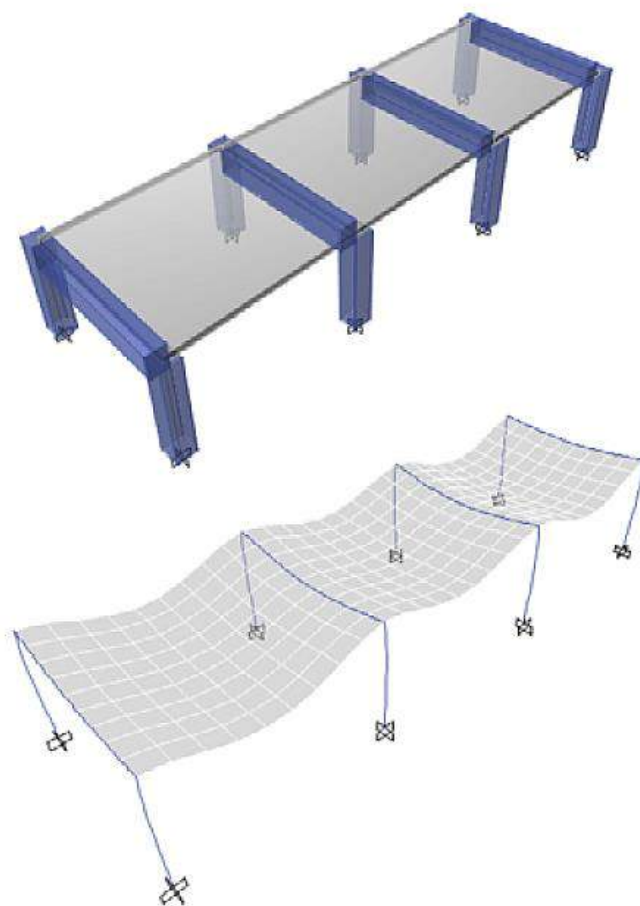
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مثال:

دال یک طرفه با سه دهانه با طول 5.4m متر را طراحی نمایید. بار مرده سقف برابر 9 kN/m^2 و بار زنده با احتساب وزن تیغه ها برابر 6 kN/m^2 می باشد. عرض تیرهای تکیه گاهی برابر 500 mm می باشد. میلگردهای دال از نوع S400 و بتن دال C25 فرض شود.





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
 دکتری تخصصی مهندسی سازه
 استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۱- تعیین ضخامت دال

ضخامت دال براساس مورد تعیین می شود.

مورد اول و اساسی کنترل خیز می باشد. اگر ضخامت دال کم منظور شود، به علت کاهش ممان اینرسی مقطع دال، خیز آن افزایش می یابد. مورد دوم کنترل برش است. سعی می شود ضخامت دال چنان در نظر گرفته شود که بدون استفاده از خاموت بتن به تنهایی بتواند برش یک طرفه را تحمل کند.

۱-۱- کنترل خیز دال:

دهانه میانی در دو انتها ممتد می باشد و باید ضخامت آن جهت کنترل خیز حداقل $\frac{l}{28} = \frac{5400}{28} = 193 \text{ mm}$ باشد. در دو دهانه کناری دال با یک انتهای ممتد می باشد و بنابراین حداقل ضخامت دال جهت کنترل خیز $\frac{l}{24} = \frac{5400}{24} = 225 \text{ mm}$ می باشد.

۱-۳-۹-۹ برای دال های توپر که به جدا کننده ها (تیغه ها) یا دیگر اجزای ساختمانی که احتمال دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببینند، متصل نیستند، ضخامت کل دال، h نباید از مقادیر جدول ۱-۹-۹ که برای بتن معمولی و فولاد با تنش تسلیم $f_y = 420 \text{ MPa}$ تنظیم شده است، کمتر باشد؛ مگر آن که محاسبه ی خیز آن ها بر اساس بند ۲-۳-۹-۹ انجام شود. برای $f_y \neq 420 \text{ MPa}$ مقادیر جدول ۱-۹-۹ باید در $(0.4 + f_y/700)$ ضرب شود.

جدول ۱-۹-۹ حداقل ضخامت دال های یک طرفه ی یک پارچه

شرایط تکیه گاهی	حداقل ضخامت، h
تکیه گاه ساده	$l/20$
یک انتهای ممتد	$l/24$
دو انتهای ممتد	$l/28$
طره (کنسولی)	$l/10$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

بار ضریب دار:

$$q_u = \text{Max} \left\{ \frac{1.4D}{1.2D + 1.6L} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{1.4 \times 9}{1.2 \times 9 + 1.6 \times 6} \right\} = 20.4 \text{ kPa}$$

کنترل برش در دال

با فرض استفاده از میلگرد $\phi 14$ و با فرض اینکه پوشش خالص بتن برابر $\text{cover} = 20 \text{ mm}$ باشد، عمق موثر دال برابر خواهد بود با:
 $d = 225 - 27 = 198 \text{ mm}$

مقطع بحرانی در
برش یکطرفه d از
بر تکیه گاه است.

۴- برش در تیرهای ممتد	
الف - برش در اعضای انتهایی در وجه اولین تکیه گاه داخلی	$1.15 w_u \frac{l_n}{2}$

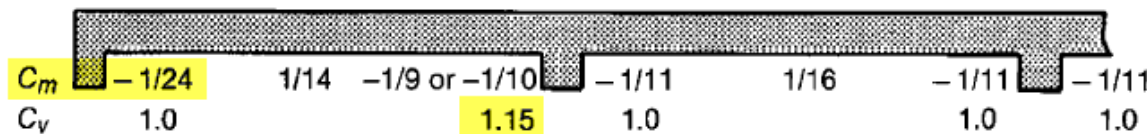
$$V_u = 1.15 \frac{q_u (L_n - 2d)}{2} = \frac{1.15 \times 20.4 \times (5.4 - 0.5 - 2 \times 0.198)}{2} = 52.83 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.17 \sqrt{25} \times (1000 \times 198) = 126.22 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_u = 52.83 \text{ kN} \\ \phi V_c = 126.22 \text{ kN} \end{array} \right\} V_u < \phi V_c$$

در دالها در صورتی که $V_u < \phi V_c$ باشد، نیازی به منظور کردن خموت نخواهد بود و بتن به تنهایی توانایی تحمل برش را خواهد داشت.

۲- محاسبه میلگردهای خمشی منفی در تکیه گاه خارجی:



(c) Moment and shear coefficients—Discontinuous end integral with support where support is a spandrel girder.

لنگر در دهانه انتهایی برابر $\frac{q_u L_n^2}{24}$ می باشد. با فرض اینکه بازوی خمش تقریباً برابر $z = 0.9d$ باشد، داریم:



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

$$M_{u-ext}^- = \frac{q_u L_n^2}{24} = \frac{20.4 \times (5.4 - 0.5)^2}{24} = 20.4 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = \phi A_s F_y Z = \phi A_s F_y \times 0.9d = 0.9 \times A_s \times 400 \times (0.9 \times 198)$$

$$\rightarrow M_{u-ext}^- < \phi M_n \rightarrow A_s = 318 \text{ mm}^2$$

روابط محاسبه
سطح مقطع AS

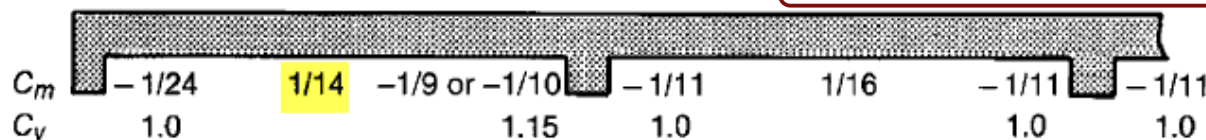
$$A_s = \frac{0.85 f'_c b}{F_y} \left(d + \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85 \phi f'_c b}} \right)$$

مساحت میلگرد محاسبه شده نباید کمتر از آرماتور حداقل در نظر گرفته شود.

$$A_{s-min} = 0.0018bh = 0.0018 \times 1000 \times 225 = 405 \text{ mm}^2$$

می توان از $\phi 12@250$ استفاده کرد. در این صورت مقدار A_s در یک متر عرض دال برابر 452 mm^2 خواهد بود که بیشتر از مقدار حداقل است.

۳- محاسبه میلگردهای خمشی مثبت در اولین دهانه:



$$M_{u-1st}^+ = \frac{q_u L_n^2}{14} = \frac{20.4 \times 4.9^2}{14} = 34.98 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times 400 \times (0.9 \times 198)$$

$$\rightarrow A_s = 545 \text{ mm}^2$$

با فرض استفاده از $\phi 12@200$ مقدار A_s در یک متر دال $A_s = 565.2 \text{ mm}^2$ خواهد بود.

کنترل مجدد مقاومت خمشی با مقدار دقیق:

$$\phi M_n = 0.9 \times 565.2 \times 400 \times \left(198 - \frac{565.2 \times 400}{2 \times 1000 \times 0.85 \times 25} \right) = 39.2 \text{ kN.m} > 34.98 \text{ OK}$$

قابل قبول است.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

دالهای دو طرفه

به متن مبحث نهم توجه کنید:

۹-۱۰- دالهای دو طرفه

۹-۱۰-۳ کلیات

نرم افزار SAFE از این روش استفاده می کند

۹-۱۰-۳-۱ برای طراحی سیستم دال دو طرفه و تعیین نیروهای داخلی اجزای آن، تحلیل به روش اجزای محدود و نیز هر روشی که در آن شرایط تعادل نیروها و همسازی تغییر شکلها رعایت شود، و مقاومت طراحی و همهی شرایط بهره برداری را تامین نماید، قابل قبول است. به علاوه، سه روش ارائه شده در بند ۹-۱۰-۳-۲ نیز با رعایت محدودیتهای عنوان شده می-تواند به کار برده شود.

۹-۱۰-۳-۲ سه روش مورد اشاره در این آیین نامه به شرح زیر است:

الف- روش طراحی مستقیم

ب- روش قاب معادل

پ- روش پلاستیک

تحلیل } تعیین برش و لنگر در دال : روش قاب معادل
روش مستقیم
روش پلاستیک
طراحی } تعیین ضخامت بر اساس خیز و برش
تعیین آرماتورهای خمشی

روشهای (الف) و (ب) را می توان برای طراحی همهی دالهای دو طرفه با رعایت محدودیتها و تیرهای تکیه گاهها (در صورت وجود)، و روش (پ) برای طراحی دالهای دو طرفه به طور مجزا مورد استفاده قرار داد. جزئیات این روشها به ترتیب در بخشهای ۹-۱۰-۹ تا ۹-۱۰-۱۱ ارائه شده است. علاوه بر سه روش فوق، می توان از روش ضرایب لنگر خمشی مطابق پیوست ۹-۵ نیز استفاده نمود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

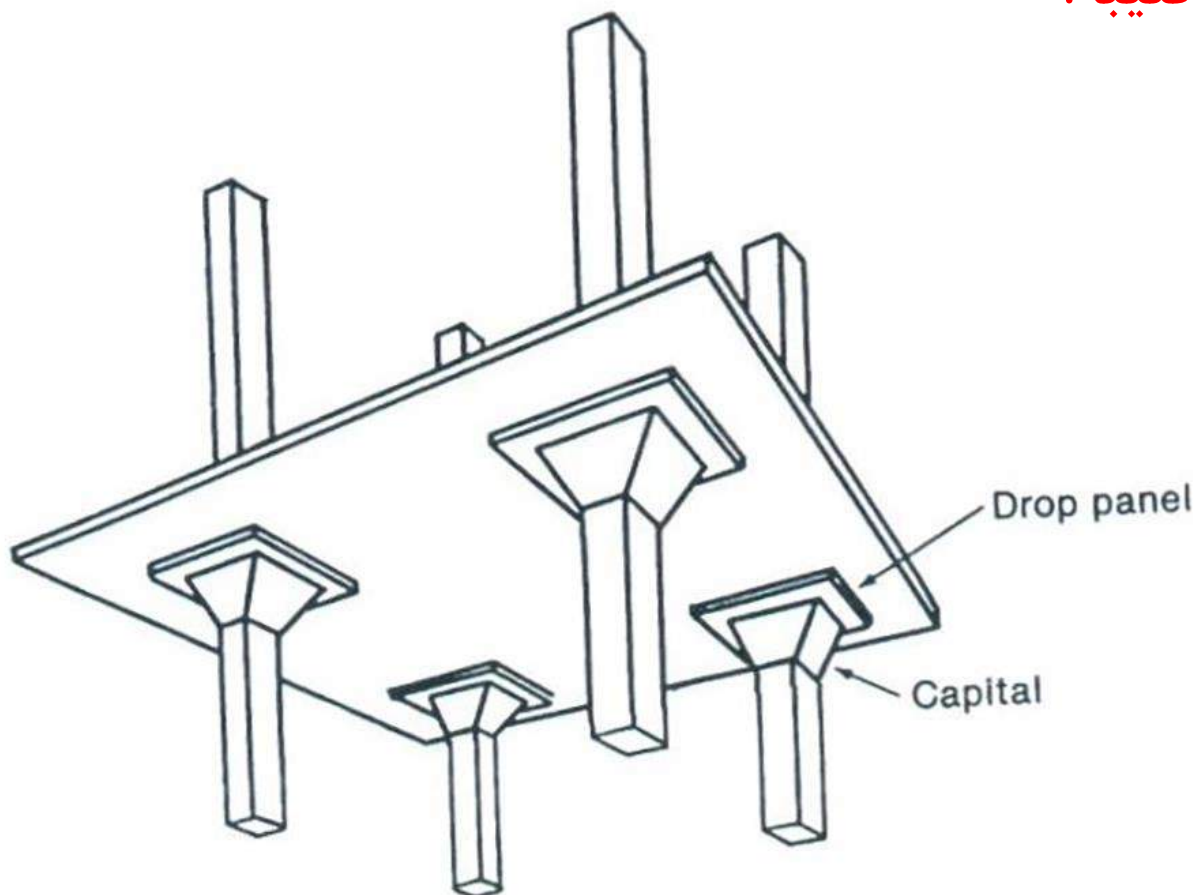
واحد تهران شرق

کتیبه:

مزایای استفاده از کتیبه:

۱- کاهش خیز:

استفاده از کتیبه در دالهای
دوطرفه بدون تیرمیان؛
حداقل ضخامت لازم برای
دال جهت محدود کردن
خیز را حدود ۱۰ درصد
کاهش میدهد.





واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

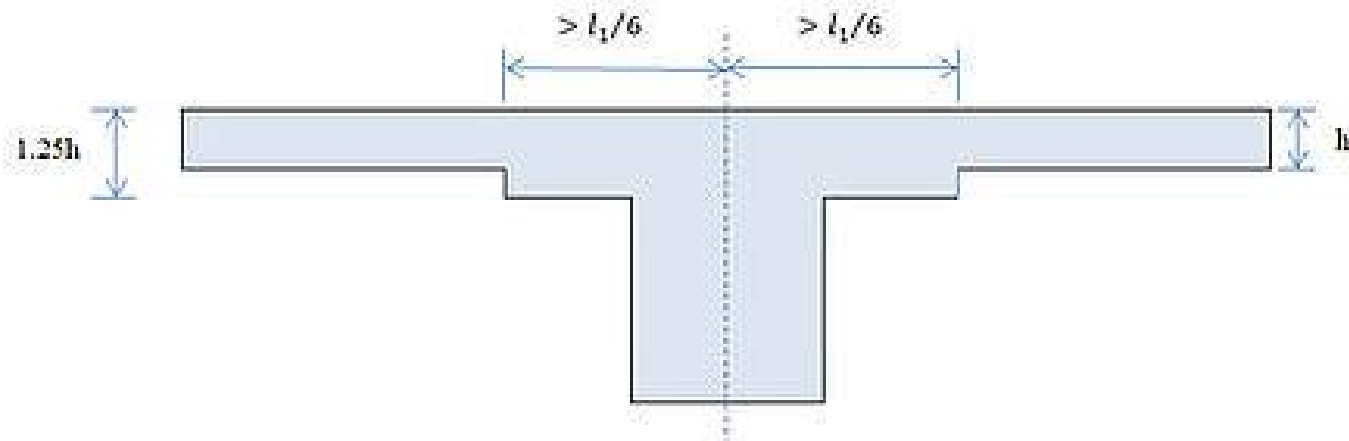
۹-۱۰-۶-۶ کتیبه‌ی دال‌ها

۹-۱۰-۶-۶-۱ در مواردی که برای کاهش حداقل ضخامت مورد نیاز یا کاهش مقدار آرماتور منفی

روی ستون‌های دال‌های تخت یا قارچی، اقدام به ایجاد کتیبه دال در روی ستون می‌شود، ضوابط بندهای ۹-۱۰-۶-۶-۲ تا ۹-۱۰-۶-۶-۴ باید رعایت شوند.

۹-۱۰-۶-۶-۲ بُعد کتیبه در هر سمت محور ستون نباید کمتر از یک‌ششم طول دهانه (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها) در امتداد آن دهانه در نظر گرفته شود.

۹-۱۰-۶-۶-۳ ضخامت کتیبه نباید کمتر از یک‌چهارم ضخامت دال باشد.





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
 دکتری تخصصی مهندسی سازه
 استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

روش تقریبی کنترل خیز (دالهای دو طرفه)

واحد تهران شرق

(بین تکیه گاهها)

۱-۶-۱۰-۹ حداقل ضخامت دال

۱-۶-۱۰-۹ برای دالهای دو طرفه و بدون تیرهای داخلی که در تمامی لبه‌ها دارای تکیه‌گاه هستند، و حداکثر نسبت دهانه‌ی بزرگ به دهانه‌ی کوچک آنها برابر با ۲ می‌باشد؛ برای بارهای متعارف حداقل ضخامت دال باید مطابق موارد زیر کنترل شود؛ مگر این که دال محدودیت‌های مربوط به خیز را مطابق بند ۱-۶-۱۰-۹ تأمین کرده باشد:

الف- ضخامت دال از مقادیر جدول ۱-۶-۱۰-۹ کمتر نباشد.

ب- برای دال بدون کتیبه (پهنه) برابر با ۱۲۵ میلی متر اختیار شود.

پ- برای دال دارای کتیبه (پهنه) برابر با ۱۰۰ میلی متر اختیار شود.

جدول ۱-۶-۱۰-۹ حداقل ضخامت دال‌های دو طرفه بدون تیرهای داخلی^[۱]

بدون کتیبه ^[۳]			با کتیبه ^[۳]			f_y (MPa) [۲]
چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی	
بدون تیر لبه	با تیر لبه ^[۴]	بدون تیر لبه	بدون تیر لبه ^[۴]	با تیر لبه	–	
$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/33$	$l_n/40$	
$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/30$	$l_n/36$	
$l_n/27$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/27$	$l_n/33$	

[۱] l_n دهانه‌ی آزاد در جهت بلند می‌باشد که از بر تا بر تکیه‌گاه‌ها اندازه‌گیری می‌شود (mm).

[۲] برای f_y بین مقادیر ارائه شده در جدول، ضخامت حداقل باید با درون یابی محاسبه شود.

[۳] کتیبه‌ها در بند ۱-۶-۱۰-۹ ارائه شده‌اند.

[۴] دال‌های با تیرهایی بین ستون‌ها در طول لبه‌های بیرونی. اگر α_1 کمتر از ۰/۸ باشد، چشمه‌های بیرونی باید بدون تیر

لبه در نظر گرفته شوند. مقدار α_1 برای تیر لبه باید مطابق با بند ۱-۶-۱۰-۹ باشد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

روش تقریبی کنترل خیز (دالهای دو طرفه)

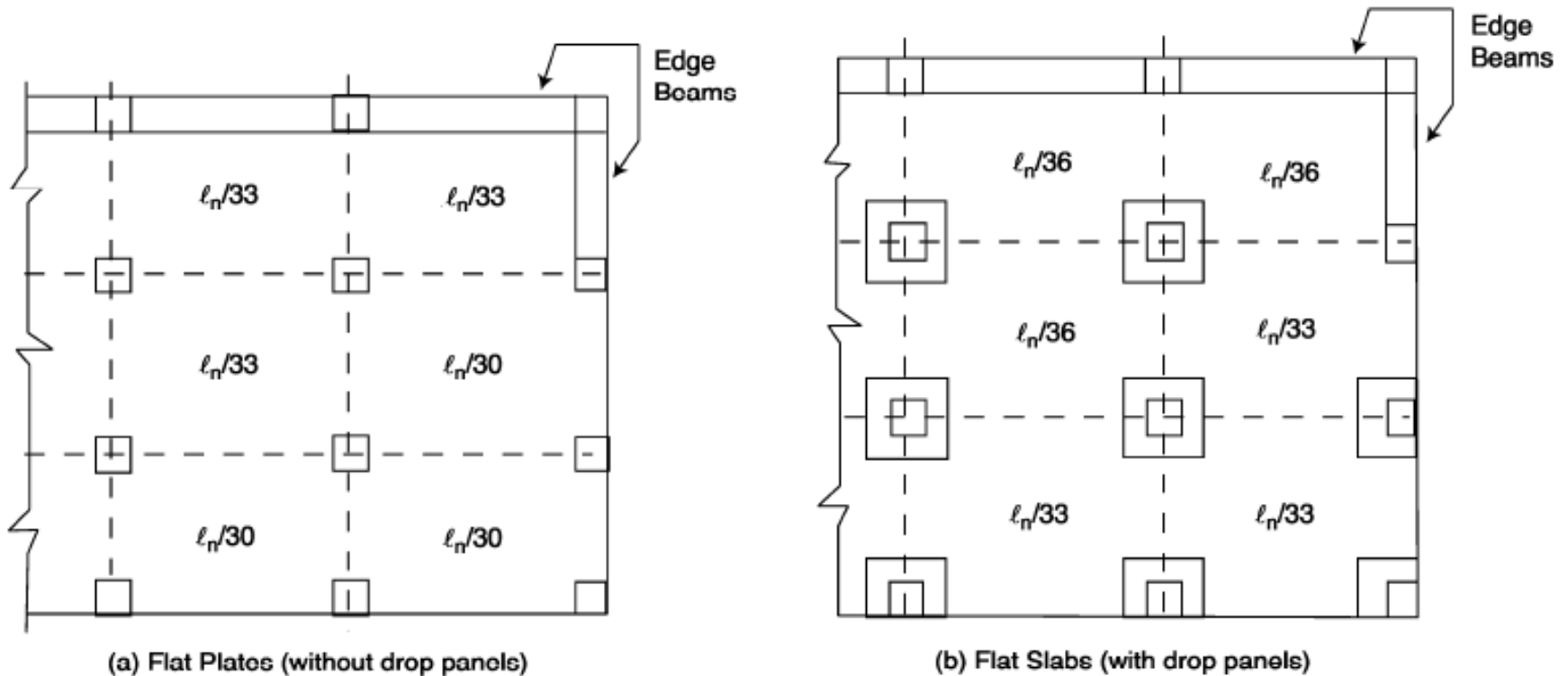


Figure 10-4 Minimum Thickness of Slabs without Interior Beams (Grade 60 Reinforcement)



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲-۱-۶-۱۰-۹ دال‌های دوطرفه با تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها در همه لبه‌ها حداقل ضخامت دال برای بارهای متعارف باید محدودیت‌های جدول ۲-۱۰-۹ را تأمین نماید؛ مگر این که محدودیت‌های خیز محاسبه شده در بند ۲-۶-۱۰-۹ برآورده شود.

جدول ۲-۱۰-۹ حداقل ضخامت دال‌های دو طرفه با تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها در همه لبه‌ها

	حداقل مقدار h (mm)		$\alpha_{fm}^{[۱]}$
(الف)	بند ۱-۱-۶-۱۰-۹		$\alpha_{fm} \leq 0.2$
(ب) و (ج)	$\frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5 \beta (\alpha_{fm} - 0.2)}$	بزرگ‌ترین مقدار:	$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2$
(پ)	۱۲۵		
(ت) و (ث)	$\frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9 \beta}$	بزرگ‌ترین مقدار:	$\alpha_{fm} > 2$
(ث)	۹۰		

بدون تیرهای میانی
مانند بند قبل

[۱] α_{fm} مقدار میانگین α_f برای همه تیرهای لبه‌ی چشمه است.

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

α_f نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی عرضی از دال محاط به خطوط

[۲] l_n دهانه‌ی آزاد در جهت بلند و بر حسب میلی متر می‌باشد که از بر تا بر تیرها اندازه گیری می‌شود.

[۳] β نسبت دهانه‌های آزاد در جهت بلند به کوتاه دال می‌باشد.



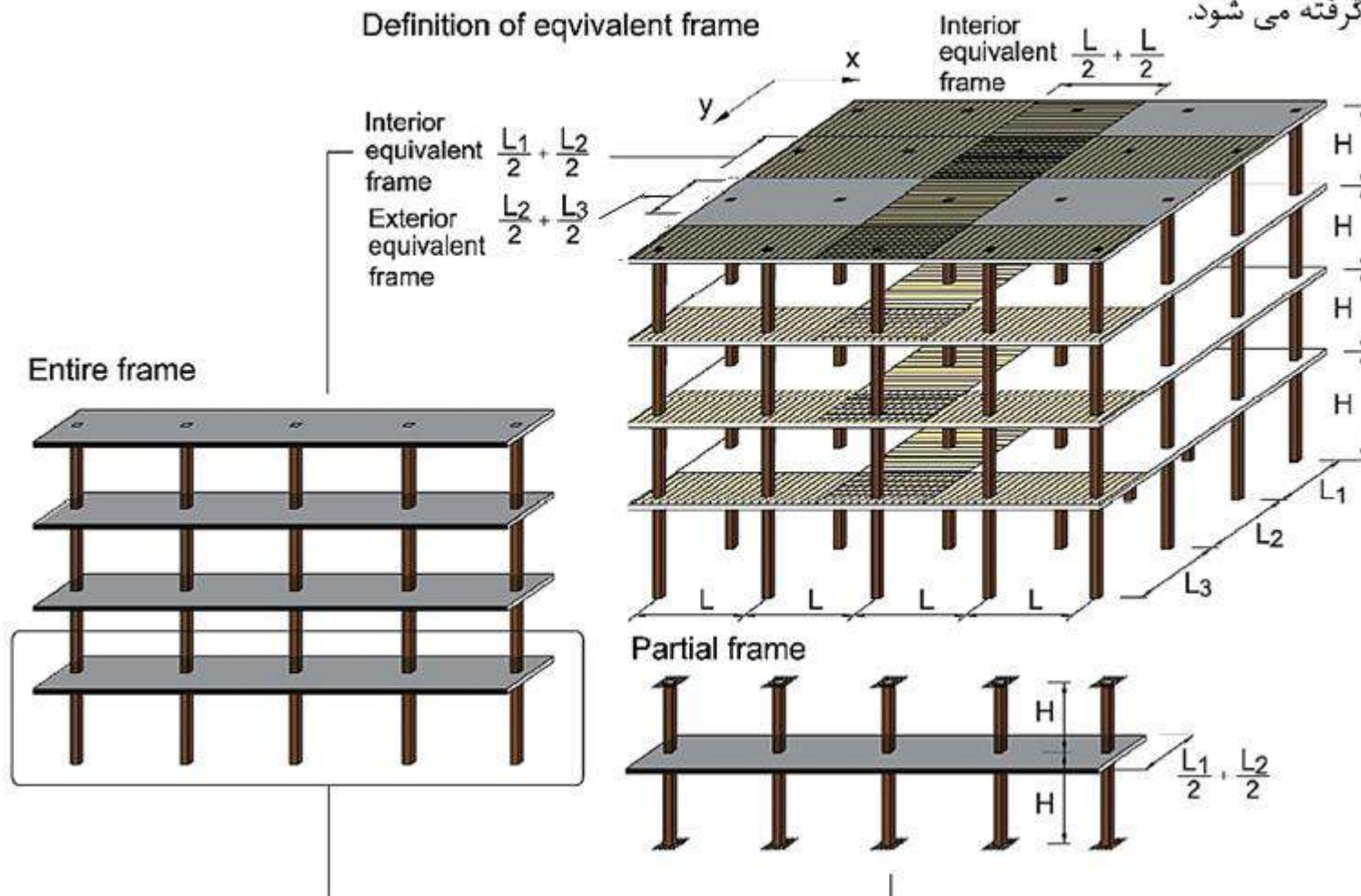
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

روش طراحی مستقیم

واحد تهران شرق

در هر دو روش "طراحی مستقیم" و "قاب معادل" مطابق شکل زیر دال به صورت نوارهای طراحی مجزایی در نظر گرفته می شود.





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۰-۲-۳ چشمه‌ی دال

قسمتی از سیستم دال است که به محورهای ستون‌ها، تیرها یا دیوارهای تکیه‌گاهی محدود می‌شود.

1

۹-۱۰-۲-۴ نوار دال یا نوار پوششی

به قسمتی از سیستم دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌های هم‌ردیف در پلان قرار می‌گیرد و به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌های مجاور محدود شود.

۹-۱۰-۲-۵ نوار ستون

به قسمتی از نوار دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با کوچک‌ترین دو مقدار $0.25l_1$ یا $0.25l_2$ باشد. اگر تیر وجود داشته باشد، باید آن را در نوار ستون منظور نمود.

۹-۱۰-۲-۶ نوار میانی

نواری از سیستم دال است که در بین دو نوار ستون مجاور قرار می‌گیرد.

۹-۱۰-۲-۷ نوار کناری (محدوده‌ای از نوار ستونی خارج از عرض موثر تیر در بند ۹-۱۰-۲-۸)

در سیستم تیر-دال، نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستون قرار می‌گیرد.

۹-۱۰-۲-۸ تیر در سیستم تیر-دال

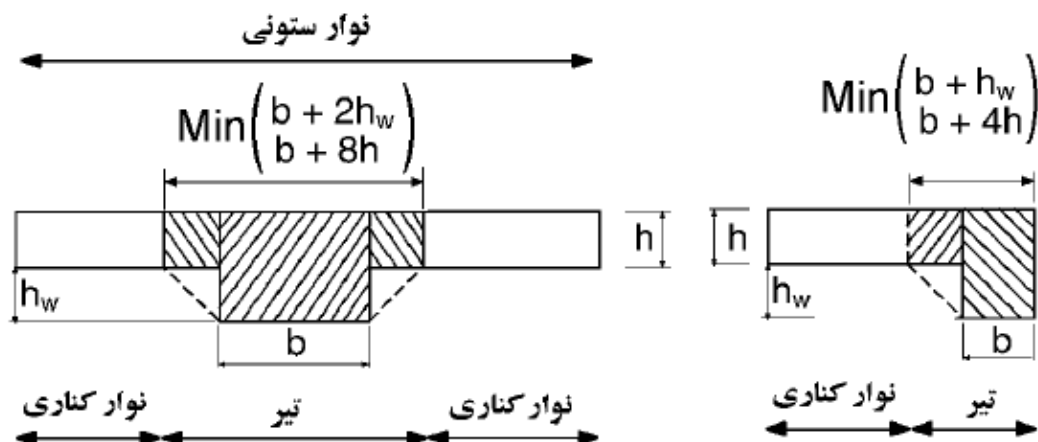
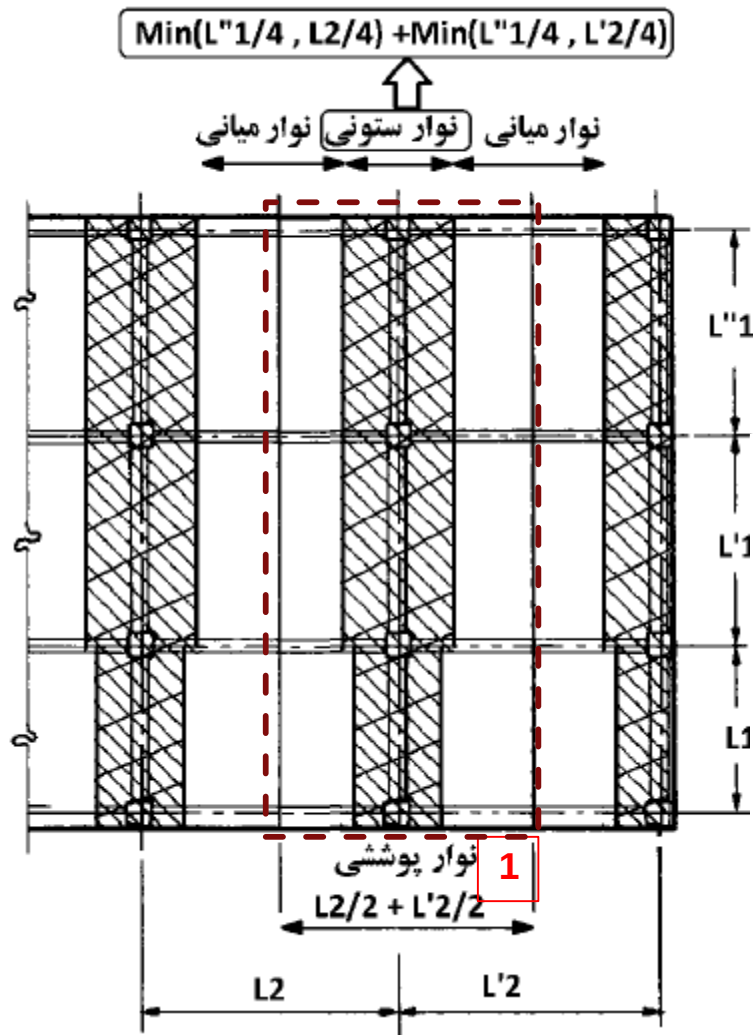
تیر در دال‌ها شامل جان تیر و قسمتی از دال است که در هر سمت تیر دارای عرضی برابر با تصویر مایل ۴۵ درجه‌ی آن قسمت از جان تیر باشد که در زیر یا در روی دال، هر کدام ارتفاع بیش‌تری دارد، قرار می‌گیرد؛ مشروط بر آن که این عرض در هر سمت جان بزرگ‌تر از چهار برابر ضخامت دال نباشد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



محاسبات ۸۷

۴۷- در دال دوطرفه زیر که قسمتی از دال های یک کف است، برای محاسبه آرماتورهای موردنیاز در نوار ستونی نشان داده شده در شکل، عرض نوار ستونی کدامیک از مقادیر زیر باید در نظر گرفته شود؟

- (۱) ۵ متر
- (۲) ۳ متر
- (۳) ۲.۵ متر
- (۴) ۲ متر

$$\text{Min}\left(\frac{5}{4}, \frac{6}{4}\right) + \text{Min}\left(\frac{5}{4}, \frac{4}{4}\right) = 1.25 + 1 = 2.25 \text{ m}$$

گزینه ؟

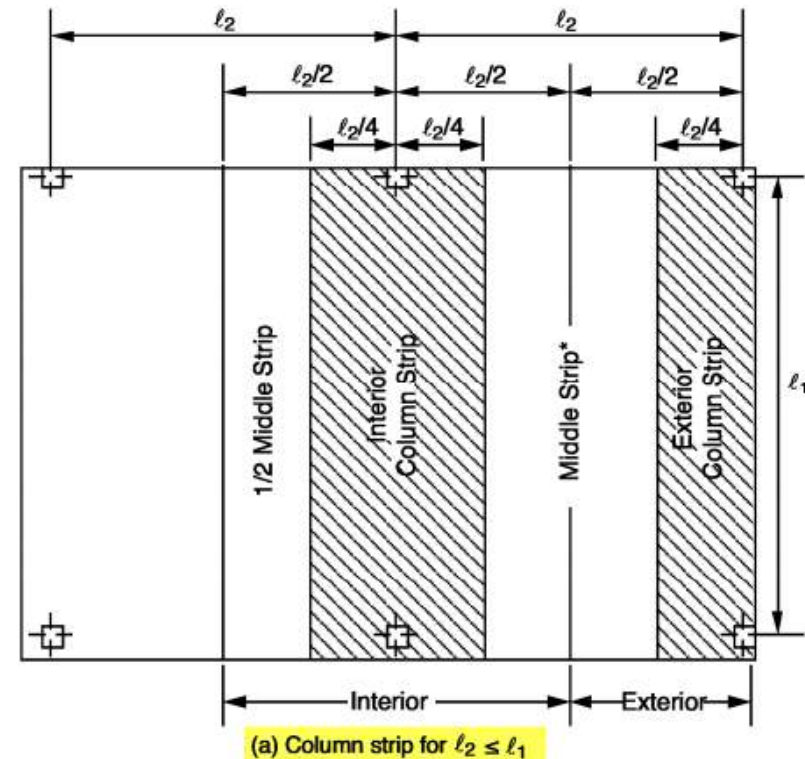
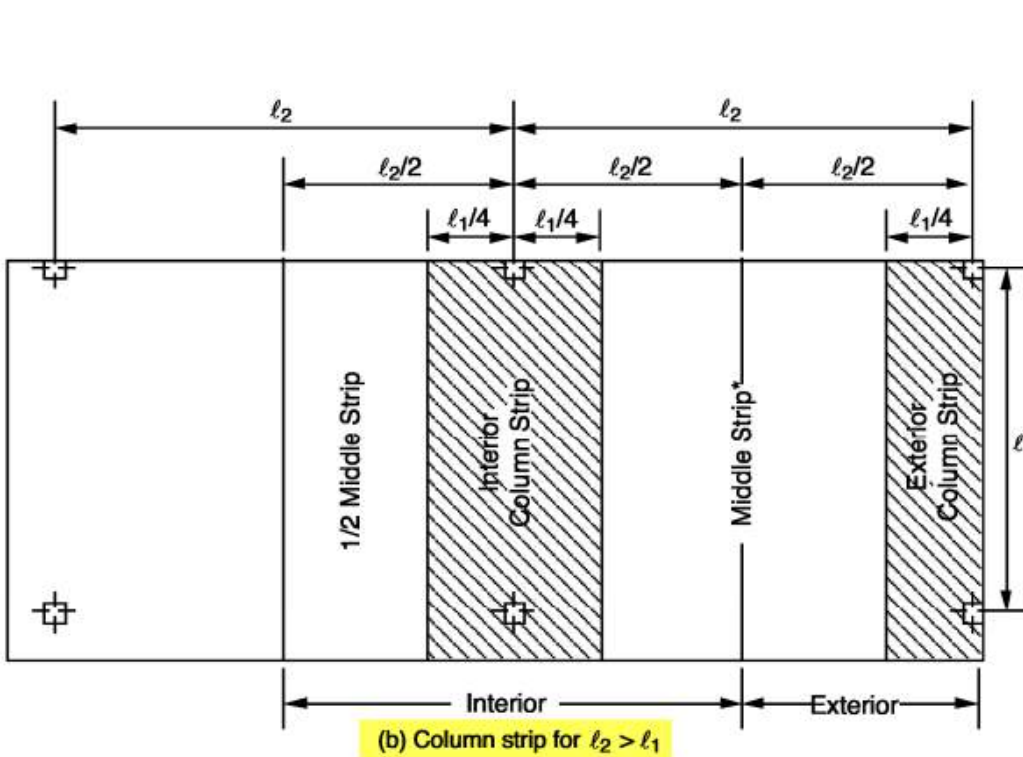


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

نوار ستونی خارج در دو حالت باتوجه به طول و عرض دهانه :



طول دهانه در راستایی که لنگرها تعیین می‌شود، اندازه گیری شده از مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها.
طول دهانه در راستای عمود بر l_1 ، اندازه گیری شده از مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها.

l_1

l_2



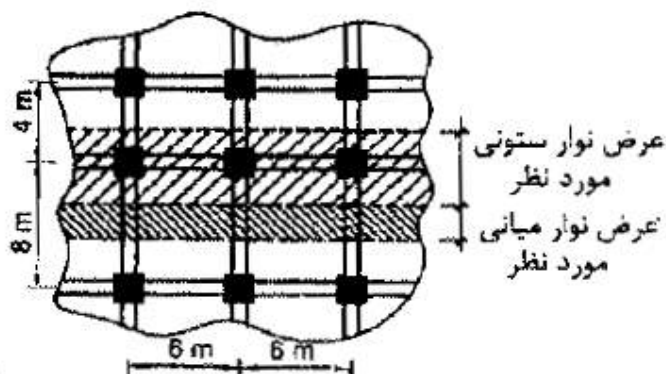
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

محاسبات ۹۵

۳۳- شکل روبرو پلان قسمتی از یک سقف با سیستم دال دوطرفه را نشان می‌دهد. برای تحلیل و طراحی این دال عرض نوار میانی و نوار ستونی نشان داده شده در شکل به ترتیب چقدر باید در نظر گرفته شود؟



(۱) ۳ متر و ۲ متر

(۲) ۴ متر و ۲ متر

(۳) ۵ متر و ۲.۵ متر

(۴) ۶ متر و ۳ متر

گزینه ۳

عرض نوار ستونی:

$$\text{Min} \left(\frac{6}{4}, \frac{8}{4} \right) + \text{Min} \left(\frac{6}{4}, \frac{4}{4} \right) = 1.5 + 1 = 2.5m$$

عرض نوار میانی:

$$8 - 2 \times \text{Min} \left(\frac{6}{4}, \frac{8}{4} \right) = 8 - 3 = 5m$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۹-۱۰-۹ روش "طراحی مستقیم"

۹-۱۰-۹ کلیات

۹-۱۰-۹-۱ روش طراحی مستقیم را می‌توان برای سیستمهایی که در آنها دال‌ها، تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها (در صورت وجود) و ستون‌ها تشکیل قاب‌های متعامد می‌دهند، تحت اثر بارهای قائم به کار برد.

۹-۱۰-۹-۲ نتایج تحلیل بارهای قائم و تحلیل بارهای جانبی را می‌توان باهم ترکیب کرد و در طراحی به کاربرد. برای ترکیب نتایج تحلیل بارهای قائم و جانبی، می‌توان تلاش‌های ناشی از بارهای جانبی را فقط به تیرها و ستون‌ها، و در صورت عدم وجود تیر، به نوار ستون و ستون اعمال نمود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۰-۲ محدودیت‌های روش طراحی مستقیم

۹-۱۰-۲-۱ سیستم دال باید در هر امتداد حداقل سه دهانه پیوسته داشته باشد.

۹-۱۰-۲-۲ دهانه‌های متوالی در هر امتداد که از مرکز تا مرکز تکیه گاهها در هر جهت اندازه گیری می شوند، نباید بیشتر از یک سوم دهانه بزرگتر با یکدیگر اختلاف طول داشته باشند.

۹-۱۰-۲-۳ چشمه‌ی دال‌ها باید مستطیلی شکل باشند و نسبت طول به عرض آن‌ها، محور تا محور تکیه‌گاه‌ها، نباید بزرگ‌تر از ۲ باشد.

۹-۱۰-۲-۴ برون محوری ستون نباید از ۱۰ درصد دهانه در جهت برون محوری از هر محور بین خط مرکزی ستون‌های متوالی تجاوز نماید.

۹-۱۰-۲-۵ همه بارها باید ~~تغلب~~ بار ثقلی باشند و بطور یکنواخت روی کل دهانه پخش شوند. بار زنده بدون ضریب نباید از دو برابر بار مرده بدون ضریب تجاوز نماید.

۹-۱۰-۲-۶ در دال‌هایی که در هر چهار طرف ~~بر روی تیرهای تکیه دارند~~ نسبت سختی تیرها در دو امتداد عمود برهم باید در رابطه زیر صدق کند:

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} \leq 5.0 \quad (۴-۱۰-۹)$$

که α_{f1} و α_{f2} بوسیله رابطه زیر محاسبه می شوند:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (در دال تخت برابر صفر است) \quad (۵-۱۰-۹)$$

در این دال‌ها چنانچه رابطه‌ی فوق صادق نباشد، برای توزیع لنگرهای خمشی باید تحلیل دقیق‌تری انجام داد.

α_{f1}

α_{f2}

مقدار α_f در جهت l_1

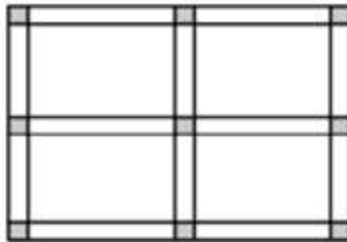
مقدار α_f در جهت l_2



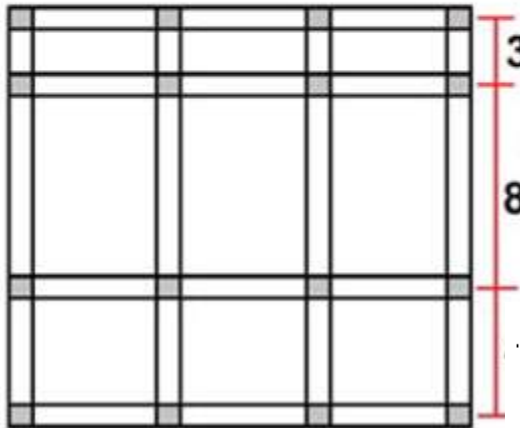
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



۱- با توجه به بندهای فوق باید در هر جهت حداقل ۳ دهانه پیوسته وجود داشته باشد.
به عنوان مثال، در شکل مقابل نمی توان از روش طرح مستقیم استفاده کرد.

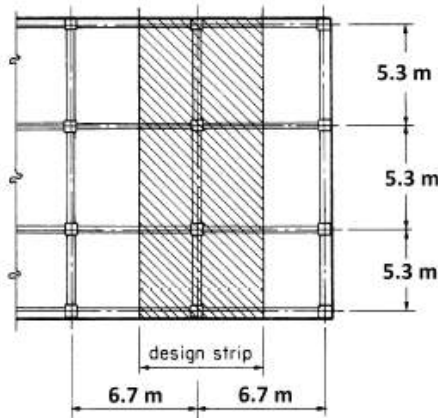


$$8 - 3 \times \frac{1}{3} \times 8$$

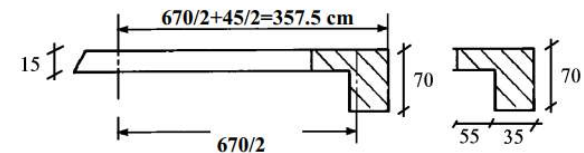
۲- اختلاف طول مرکز به مرکز دهانه های پشت سر هم در هر جهتی نباید از مقدار $\frac{1}{3}$ طول دهانه بزرگتر تجاوز کند.
برای مثال در پلان مقابل نمی توان از روش طراحی مستقیم استفاده کرد.

۳- برای پانل های مستطیلی نباید نسبت بعد بزرگتر به بعد کوچکتر پانل، از ۲ تجاوز کند.
در مثال حاضر این نسبت کمتر از دو می باشد:

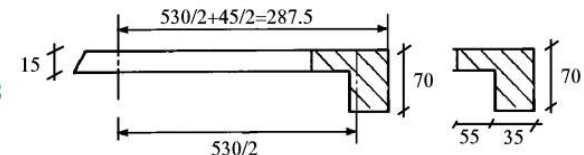
$$\frac{670}{530} < 2 \text{ OK}$$



$$\left. \begin{aligned} I - \text{beam} &= 1482624 \text{ cm}^4 \\ I - \text{slab} &= \frac{357.5 \times 15^3}{12} = 100546.8 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right\} \alpha_1 = \frac{1482624}{100546.8} = 14.74$$



$$\left. \begin{aligned} I - \text{beam} &= 1482624 \text{ cm}^4 \\ I - \text{slab} &= \frac{287.5 \times 15^3}{12} = 80859 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right\} \alpha_2 = \frac{1482624}{80859} = 18.33$$

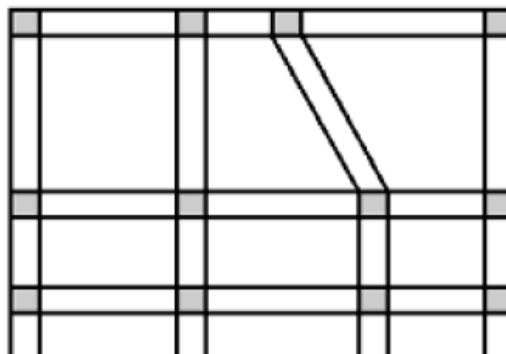




Alireza Faroughi
 PhD in Structural Engineering
 Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
 دکتری تخصصی مهندسی سازه
 استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

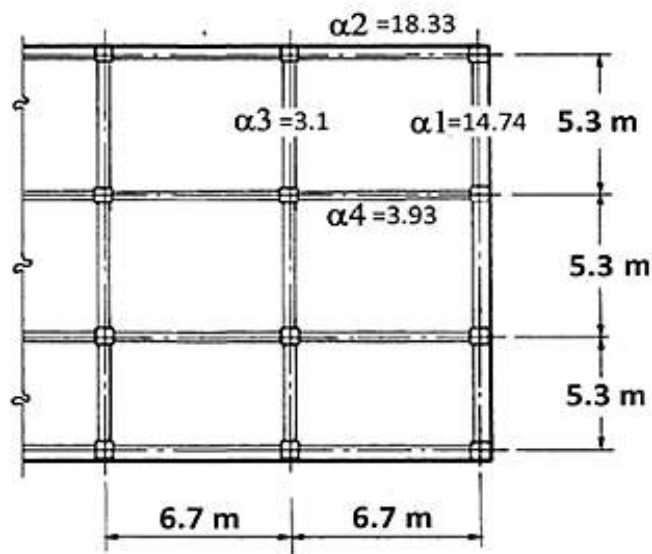
۴- برون محوری ستونها باید کمتر از ۱۰ درصد باشد. یعنی مطابق شکل زیر ستونها نسبت به آکس خود خروج از مرکزیت نداشته باشند. واحد تهران شرق



۵- بار باید فقط شامل بارهای مرده و زنده باشند و بصورت یکنواخت روی سطح پخش گردند.

۶- بار زنده از ۲ برابر بار مرده نباید فراتر برود. (بدون ضریب) در مثال حاضر این نسبت کمتر از دو می باشد: $\frac{q_L = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{q_D = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} < 2 \quad OK$

۷- نسبت سختی تیرها باید مطابق رابطه ۹-۱۰-۳ کنترل شود:



$$\frac{\alpha_3 \times 670^2}{\alpha_2 \times 530^2} = 0.27 > 0.2 \quad OK$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
 دکتری تخصصی مهندسی سازه
 استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲-۱۰-۹ ضخامت کلی دال، h ، برای دال‌های با تیرهایی در تمامی کناره‌ها بین تکیه گاه‌ها، باید حدود جدول ۲-۱۰-۹ را تامین نماید؛ مگر این که محدودیت‌های خیز محاسبه شده در بند ۲-۶-۱۰-۹ برآورده شود.

جدول ۲-۱۰-۹ حداقل ضخامت دال‌های دو طرفه با تیرهای بین تکیه گاه‌ها در همه‌ی لبه‌ها

	حداقل مقدار h (mm)		$\alpha_{fm}^{[1]}$
(الف)	بند ۱-۱-۶-۱۰-۹		$\alpha_{fm} \leq 0.2$
(ب) و (۳)	$\frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5 \beta (\alpha_{fm} - 0.2)}$	بزرگ‌ترین مقدار:	$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2$
(پ)	۱۲۵		
(ت) و (۳)	$\frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9 \beta}$	بزرگ‌ترین مقدار:	$\alpha_{fm} > 2$
(ث)	۹۰		

[۱] α_{fm} مقدار میانگین برای همه تیرهای لبه‌ی چشمه است.

در این مثال دال در تمامی کناره‌ها دارای تیر می باشد و بنابراین ضخامت حداقل دال طبق جدول ۲-۱۰-۹ محاسبه می شود.

$$\alpha_{fm} = \frac{14.74 + 18.33 + 3.1 + 3.93}{4} = 10.025 > 2$$

$$h_{min} = \frac{(6700 - 450) \left(0.8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 9 \times \left(\frac{6700 - 450}{5300 - 450} \right)} = 142.5 \text{ cm}$$

ضخامت حداقل لازم برای دال برابر $h_{min} = 142.5 \text{ mm}$ می باشد. بنابراین ضخامت اولیه فرض شده $h = 150 \text{ mm}$ کافی می باشد:

$$h_{min} = 142.5 \text{ mm} < h = 150 \text{ mm} \quad OK$$



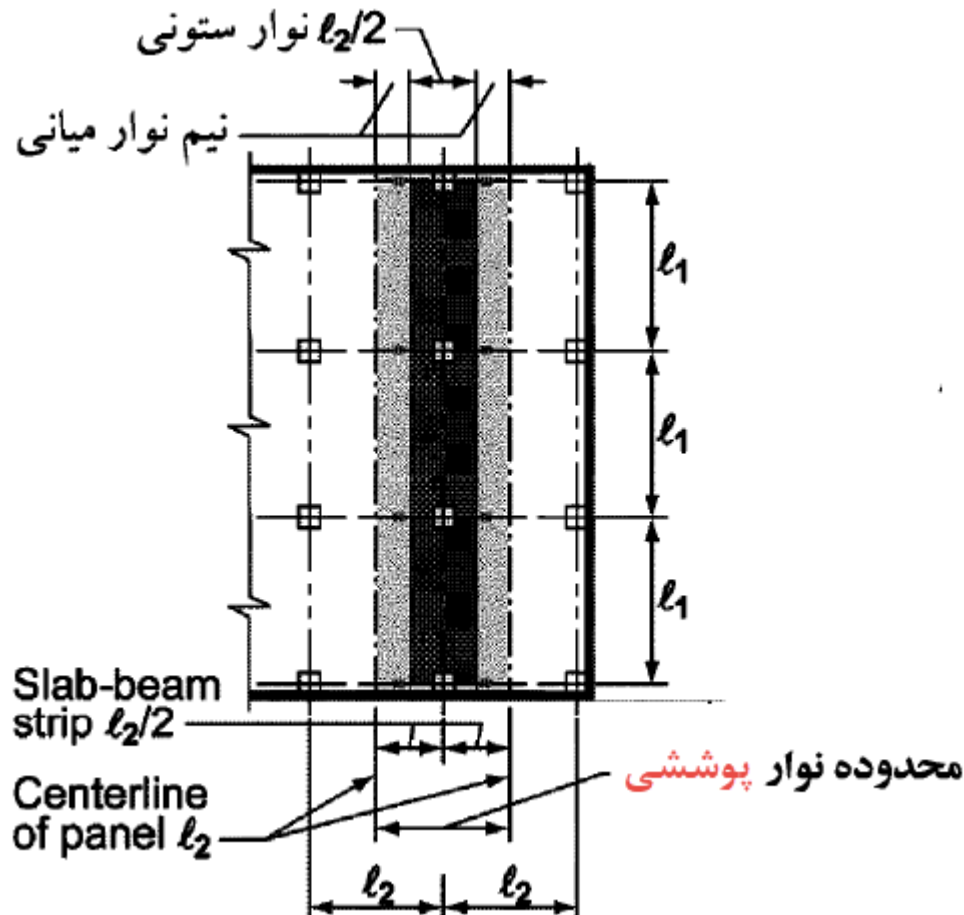
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

محاسبه لنگر نوارها

از آنجا که نوار پوششی شامل نوار ستونی و نوار میانی است، ابتدا توزیع لنگر در این نوار محاسبه شده و سپس بین نوارهای ستونی و میانی تقسیم می شود.





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

محاسبه لنگر دهانه

گام اول محاسبه لنگر کل نوار پوششی

واحد تهران شرق

۴-۹-۱۰-۹ لنگر خمشی ضریب‌دار استاتیکی در هر دهانه
۱-۴-۹-۱۰-۹ لنگر استاتیکی ضریب‌دار کلی (M_o) برای هر دهانه باید برای یک نوار پوششی محاسبه شود. مجموع قدر مطلق M_{II} مثبت و متوسط منفی در هر جهت باید حداقل برابر باشد با:

$$M_o = \frac{w_n l_2 l_n^2}{8}$$

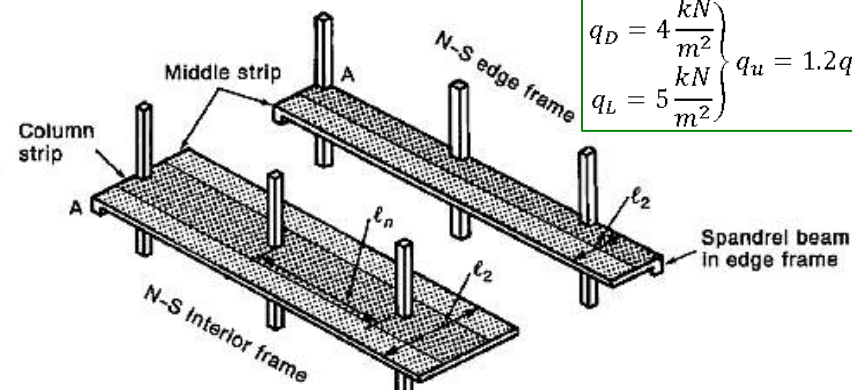
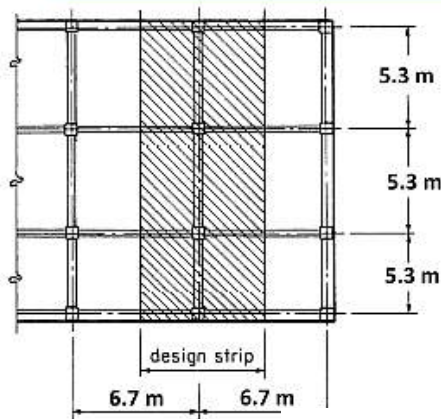
(۶-۱۰-۹)

در این رابطه l_n طول دهانه آزاد در جهت خمش و l_2 عرض نوار پوششی با استفاده از ضوابط بندهای (الف) تا (پ) زیر محاسبه می‌شوند:

الف- طول آزاد دهانه l_n فاصله‌ی بر تا بر داخلی ستون‌ها، سرستون‌ها، نشیمن‌ها یا دیوارهای تکیه‌گاهی است. مقدار l_n در هر حال نباید کوچک‌تر از $0.65l_1$ در محاسبات منظور شود. در تکیه‌گاه‌های با مقطع دایره‌ای یا چندضلعی منظم ضابطه بند ۴-۱۰-۹-۹ به کار می‌رود. l_n تا بر این مقطع فرضی در نظر گرفته می‌شود.

ب- در مواردی که دهانه‌ی عرضی چشمه‌ها در هر طرف خط مرکزی تکیه‌گاه‌ها تغییر کند، l_2 باید برابر با میانگین دهانه‌های عرضی مجاور در نظر گرفته شود.

پ- در مواردی که دهانه‌ی مجاور و موازی یک لبه‌ی دال در نظر گرفته شود، فاصله از لبه تا خط مرکزی چشمه باید جایگزین l_2 شود.



$$\left. \begin{aligned} q_D &= 4 \frac{kN}{m^2} \\ q_L &= 5 \frac{kN}{m^2} \end{aligned} \right\} q_u = 1.2q_D + 1.6q_L = 12.8 \frac{kN}{m^2}$$

ستونها ۴۵ در
۴۵ سانتی‌متر

$$M_o = \frac{q_u L_2 L_n^2}{8} = \frac{12.80 \times 6.7 \times (5.3 - 0.45)^2}{8} = 252.16 \text{ kN.m}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

گام دوم محاسبه لنگر منفی و مثبت نوار پوششی

تعیین لنگرهای میانی و انتهایی دهانه ها
(کناری)

یعنی تمام
دهانه ها تیر
دارند!

۹-۱۰-۵ توزیع لنگرهای استاتیکی ضریب دار M_o در نوار پوششی
۹-۱۰-۵-۱ در دهانه های میانی لنگر ضریب دار استاتیکی (M_o) باید به صورت زیر توزیع شود:
الف - لنگر خمشی منفی هر تکیه گاه $0.65M_o$
ب - لنگر خمشی مثبت وسط دهانه $0.35M_o$
۹-۱۰-۵-۲ در دهانه های کناری لنگر ضریب دار استاتیکی (M_o) باید مطابق جدول ۹-۱۰-۶ توزیع شود

جدول ۹-۱۰-۶ توزیع لنگر خمشی ضریب دار استاتیکی در دهانه کناری

شرایط تکیه گاهی					لنگر خمشی
تکیه گاه کناری		دال با تیر		دال تخت	
ساده	کاملاً گیردار	یک پارچه	با تیر لبه	بدون تیر لبه	
۰/۷۵	۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۷۰	منفی در تکیه گاه میانی
۰/۶۳	۰/۳۵	۰/۵۷	۰/۵۰	۰/۵۲	مثبت در وسط دهانه
۰	۰/۶۵	۰/۱۶	۰/۳۰	۰/۲۶	منفی در تکیه گاه کناری

۹-۱۰-۹-۴ مقاطع مجاور تکیه گاه های میانی باید برای بزرگترین لنگر خمشی موجود در دو سمت تکیه گاه طراحی شوند؛
مگر آنکه با انجام تحلیل لنگر نامتعادل مطابق با سختی المانهای مجاور توزیع شود.

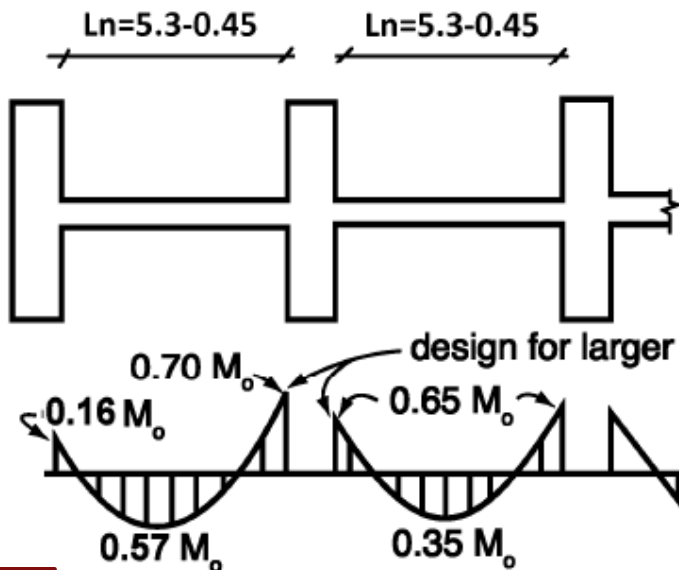


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

سیستم تیر - دال



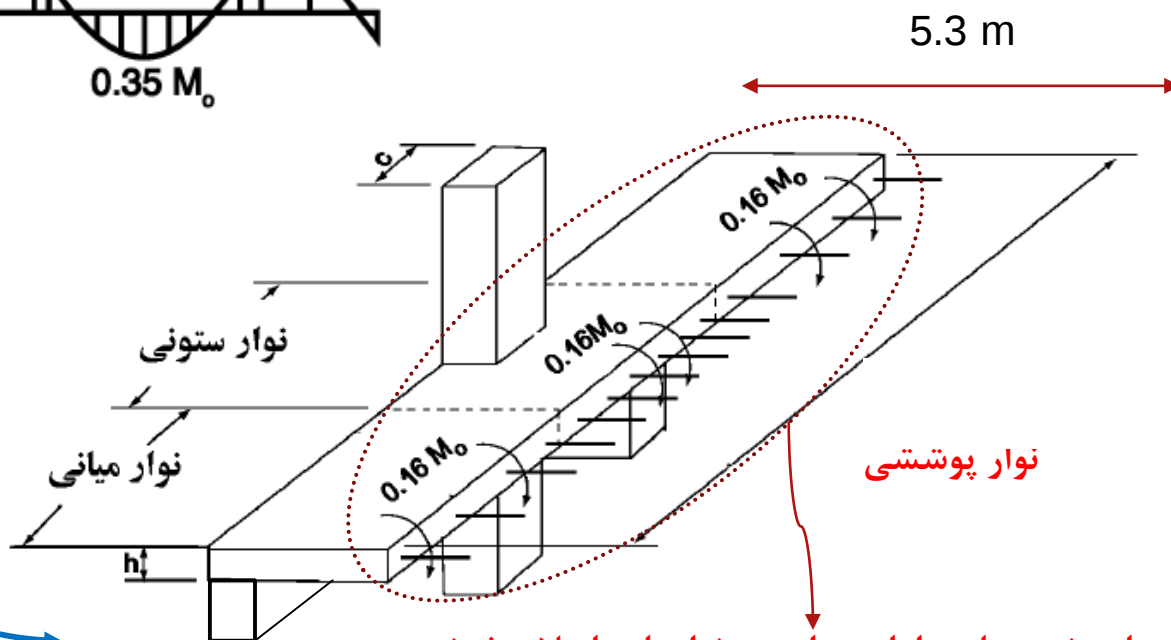
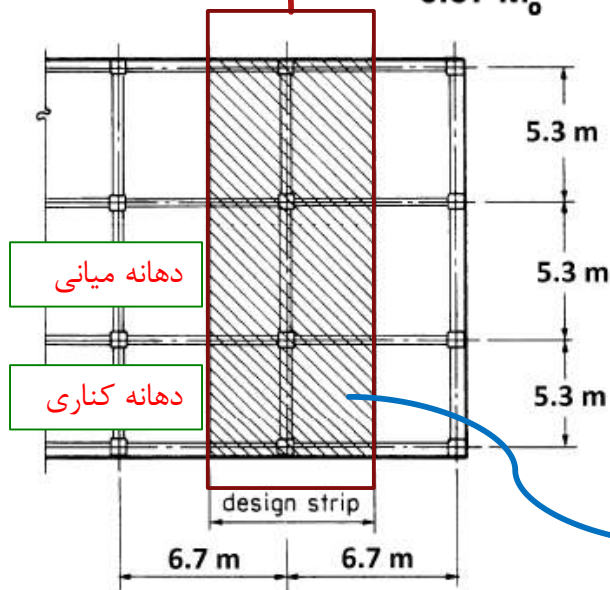
$$M_{Neg1} = 0.16 \times 252.16 = 40.3456 \text{ kN.m}$$

$$M_{Pos1} = 0.57 \times 252.16 = 143.73 \text{ kN.m}$$

$$M_{Neg2} = 0.7 \times 252.16 = 176.51 \text{ kN.m}$$

$$M_{Neg3} = 0.65 \times 252.16 = 163.90 \text{ kN.m}$$

$$M_{Pos2} = 0.35 \times 252.16 = 88.26 \text{ kN.m}$$



این نسبتها در ادامه برای هر نوار باید اصلاح شوند
(۶-۹-۱۰-۹)



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

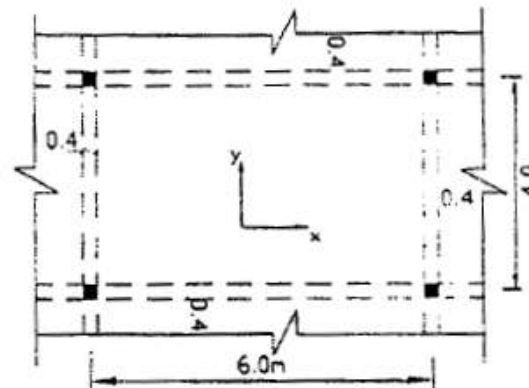
واحد تهران شرق

محاسبات ۳-۱۳۸۳

۴۴- در دال دو طرفه زیر که قسمتی از دال‌های یک کف است و مشمول ضوابط استفاده از روش مستقیم طرح دالها می‌شود، بگویید لنگرهای خمشی مثبت نهائی در نوار پوششی در دو جهت x و y به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌ترند. شدت بار وارده به دال با در نظر

گرفتن وزن آن W است. $\begin{cases} D=0.6 \text{ m}^2 \\ L=0.4 \end{cases}$

$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$



$M_y = 3.7 \text{ t.m}$, $M_x = 5.9 \text{ t.m}$ (۱)
 $M_y = 4.6 \text{ t.m}$, $M_x = 7.4 \text{ t.m}$ (۲)
 $M_y = 6.9 \text{ t.m}$, $M_x = 11.0 \text{ t.m}$ (۳)
 $M_y = 8.6 \text{ t.m}$, $M_x = 13.0 \text{ t.m}$ (۴)

گزینه ۲

$$M_{0x} = \frac{q_u L_2 L_n^2}{8} = \frac{(1.2 \times 0.6 + 1.6 \times 0.4) \times 4 \times (6 - 0.4)^2}{8} = 21.32 \text{ ton.m} \rightarrow M_x^+ = 0.35 M_{0x} = 7.46 \text{ t.m.}$$

$$M_{0y} = \frac{q_u L_2 L_n^2}{8} = \frac{(1.2 \times 0.6 + 1.6 \times 0.4) \times 6 \times (4 - 0.4)^2}{8} = 13.2 \text{ ton.m} \rightarrow M_y^+ = 0.35 M_{0x} = 4.62 \text{ t.m.}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

گام سوم محاسبه لنگر نوار ستونی

۷-۹-۱۰-۹ لنگرهای خمشی در نوار ستونی

واحد تهران شرق

۱-۷-۹-۱۰-۹ نوار ستونی باید بخشی از M_u منفی نوار پوششی در تکیه‌گاه‌های داخلی را مطابق

جدول ۷-۱۰-۹ بخشی از M_u منفی داخلی در نوار ستونی

جدول ۷-۱۰-۹ تحمل نماید.

l_2/l_1			$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$
۲/۰	۱/۰	۰/۵	
۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	.
۰/۴۵	۰/۷۵	۰/۹۰	≥ 1

یادداشت: درون یابی خطی باید بین مقادیر نشان داده شده انجام شود

۲-۷-۹-۱۰-۹ نوار ستون باید بخشی از M_u منفی نوار پوششی در تکیه‌گاه‌های خارجی را

مطابق با جدول ۸-۱۰-۹ تحمل نماید.

جدول ۸-۱۰-۹ بخشی از M_u منفی خارجی در نوار ستونی

l_2/l_1			β_t	$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$
۲/۰	۱/۰	۰/۵		
۱/۰	۱/۰	۱/۰	.	.
۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	$\geq 2/5$	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	.	≥ 1
۰/۴۵	۰/۷۵	۰/۹۰	$\geq 2/5$	

یادداشت: درون یابی خطی باید بین مقادیر نشان داده شده انجام شود.

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s} \quad (7-10-9)$$

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \quad (8-10-9)$$

در روابط فوق: β_t نسبت سختی پیچشی تیر لبه به سختی خمشی آن، C ضریب سختی پیچشی مقطع تیر-دال (لبه دال) و x و y به ترتیب اضلاع کوچک و بزرگ بخش‌های مستطیلی اند.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

گام سوم محاسبه لنگر نوار ستونی

واحد تهران شرق

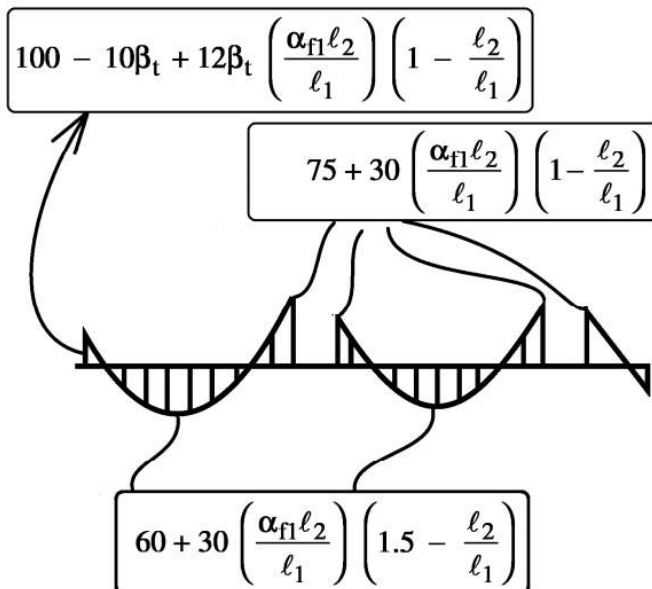
۴-۷-۹-۱۰-۹ اگر عرض ستون یا دیوار حداقل برابر با $0.75l_2$ باشد، M_u منفی باید به صورت یک‌نواخت در طول l_2 توزیع شود.

۵-۷-۹-۱۰-۹ نوار ستونی باید بخشی از M_u مثبت را مطابق با جدول ۹-۱۰-۹ تحمل نماید.

جدول ۹-۱۰-۹ بخشی از M_u مثبت در نوار ستونی

l_2/l_1			$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$
۲/۰	۱/۰	۰/۵	
۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	.
۰/۴۵	۰/۷۵	۰/۹۰	≥ 1

یادداشت: درون یابی خطی باید بین مقادیر نشان داده شده انجام شود.



مثال $\alpha 3$

$$\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} = \frac{3.1 \times 6.7}{5.3} = 3.91 > 1 \rightarrow \text{USE 1}$$

$$M_{POS-EXT} = 60 + 30 \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \right) \left(1.5 - \frac{L_2}{L_1} \right) = 60 + 30(1) \left(1.5 - \frac{6.7}{5.3} \right) = 67.07\%$$

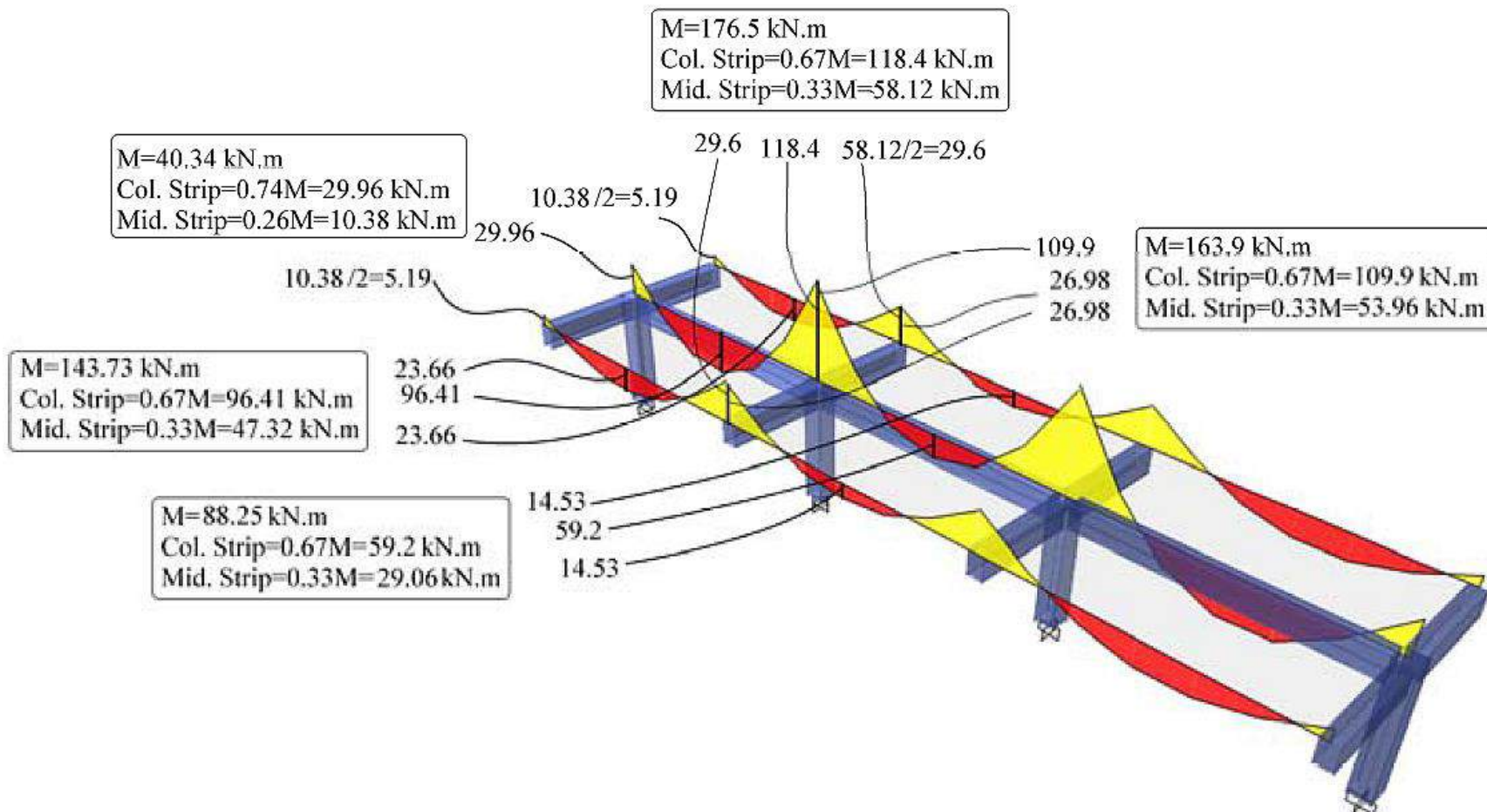
$$M_{NEG-INT} = 75 + 30 \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \right) \left(1 - \frac{L_2}{L_1} \right) = 75 + 30(1) \left(1 - \frac{6.7}{5.3} \right) = 67.07\%$$



Alireza Faroughi
 PhD in Structural Engineering
 Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
 دکتری تخصصی مهندسی سازه
 استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۰-۹-۵-۶ لنگرهای خمشی ضریب دار مثبت و منفی در هر دهانه را می‌توان تا حد ده درصد کم یا زیاد کرد؛ به شرط آن که تأثیر متقابل آن در سایر لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود؛ و لنگر استاتیکی ضریب دار کلی برای یک چشمه M_0 در جهت موردنظر، حداقل برابر با مقدار محاسبه شده به وسیله رابطه (۹-۱۰-۵) باشد. بازپخش لنگرها مطابق بند ۹-۶-۵-۵ مجاز نیست. (از آنجا که این ها روش تقریبی هستند باز توزیع تنها ۱۰ درصد مجاز است)

سرآسری ۹۵

۱۱۸- اگر از روش مستقیم برای طراحی دال‌های دو طرفه استفاده شود حداکثر مجاز برای باز توزیع لنگر چقدر است؟

(۱) ۱۰٪

(۲) ۲۰٪

(۳) باز توزیع لنگر مجاز نیست.

(۴) همانند تیر سرتاسری پیوسته می‌باشد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۰-۹ لنگرهای خمشی در تیرها

۹-۱۰-۹-۱ تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها باید بخشی از M_u نوار ستونی را مطابق با جدول ۹-۱۰-۹ تحمل نمایند.

جدول ۹-۱۰-۱۰ بخشی از M_u نوار ستونی در تیرها

ضریب توزیع	$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$
.	.
۰/۸۵	≥ 1

یادداشت: درون یابی خطی باید بین مقادیر نشان داده شده انجام شود.

۹-۱۰-۱۱ تلاش برشی در سیستم‌های دال - تیر (دو صفحه بعد)

۹-۱۰-۱۱-۱ تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها باید برای بخشی از برش ناشی از بارهای ضریب دار در سطح بارگیر مطابق با شکل ۹-۱۰-۲، بر اساس جدول ۹-۱۰-۱۱ طراحی شوند.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU, East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

l_1 l_2

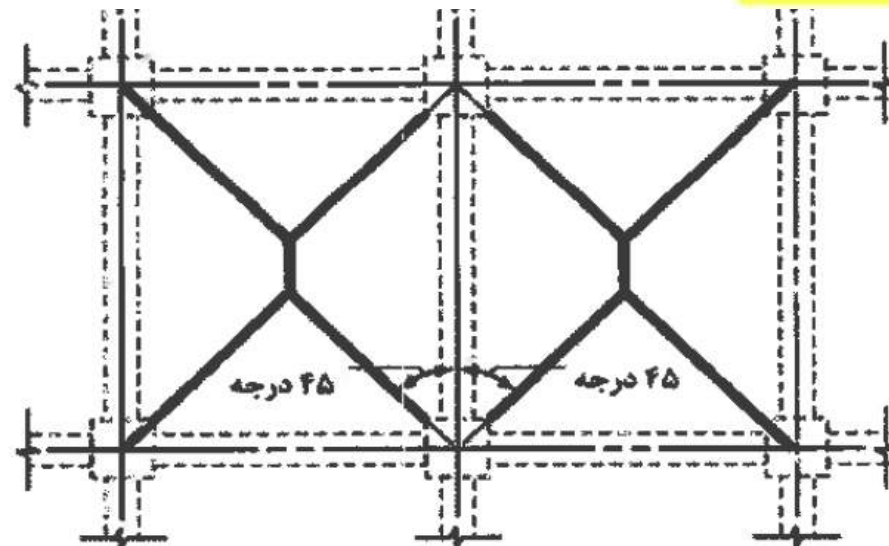
طول دهانه در راستایی که لنگرها تعیین می شود، اندازه گیری شده از مرکز تا مرکز تکیه گاهها.

طول دهانه در راستای عمود بر l_1 ، اندازه گیری شده از مرکز تا مرکز تکیه گاهها.

جدول ۹-۱۰-۱۱ قسمتی از برش که توسط تیر تحمل می شود

α_{f1}	مقدار α_f در جهت l_1
α_{f2}	مقدار α_f در جهت l_2
ضریب توزیع	
*	*
۱	≥ 1

۹-۱۰-۹-۱۱-۲ تیرهایی که در آنها نسبت $\alpha_{f1}l_2/l_1$ حداقل مساوی با یک باشد، باید برای برش ناشی از باری طراحی شوند که در محدوده ی خطوط مورب ۴۵ درجه ی رسم شده از گوشه های دال های دو طرف تیر و محورهای چشمه های اطراف به دال ها وارد می شود. در این موارد برشی مستقیماً از دال به ستون ها وارد نمی شود.



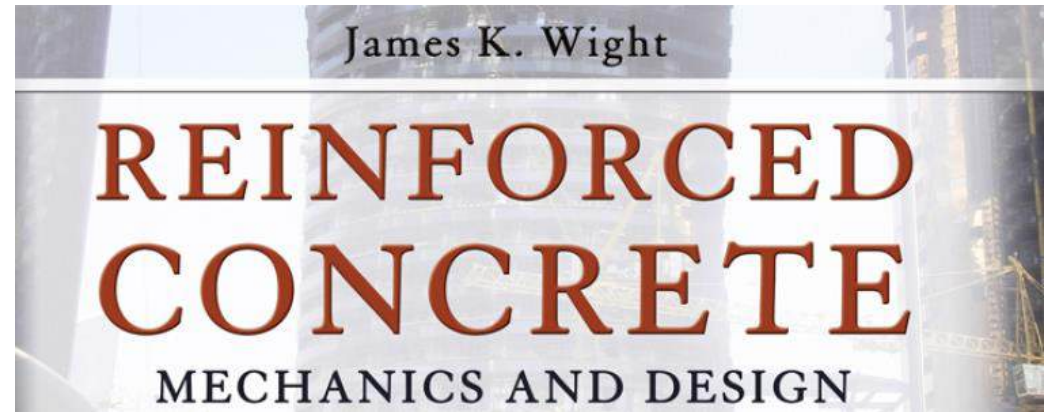
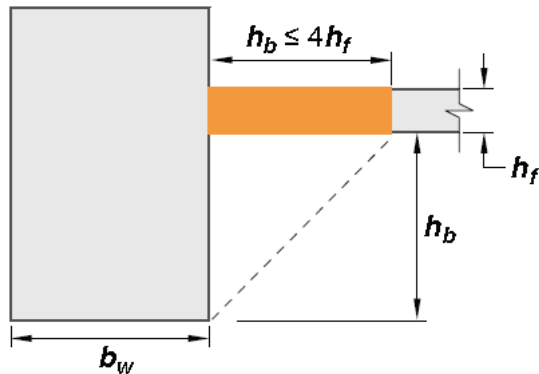
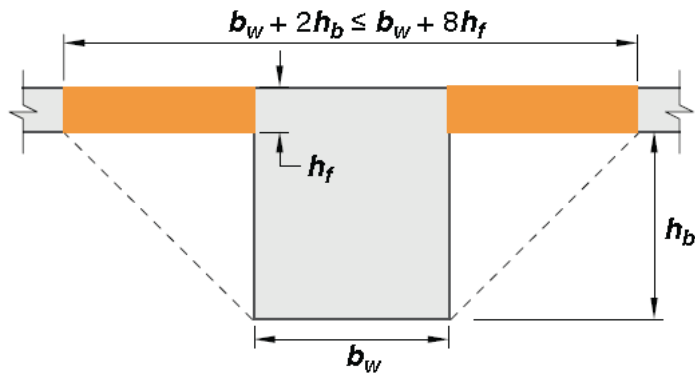
$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق



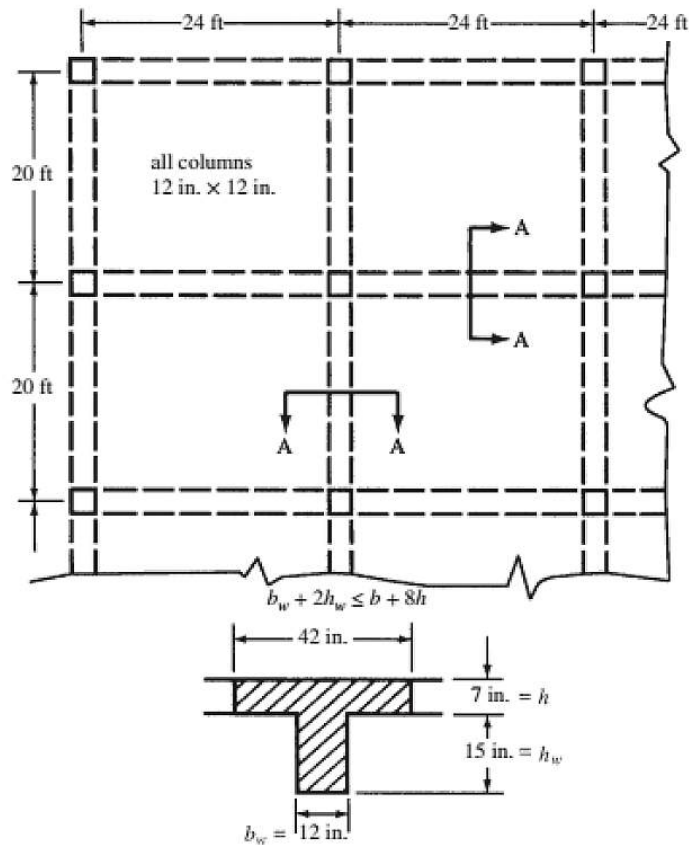
2. Select the slab thickness and beam size. The slab thickness is chosen to satisfy deflection requirements once the beam size is known. If $\alpha_f \ell_2 / \ell_1$ exceeds 1.0 for all beams, all the shear is transferred to the columns by the beams, making it unnecessary to check shear while selecting the slab thickness. If there were only edge beams, the minimum slab thickness for deflection would be governed by Table 13-1 and would be $\ell_n / 33 = 8.18$ in., based on $\ell_n = 22.5$ ft. To select a thickness for a slab with beams between interior columns, the thickness will be arbitrarily reduced by 15 percent to account for the stiffening effect of the beams, giving a trial thickness of 7 in. Assume a beam with an overall depth of about 2.5 times that of the slab to give a value of α_f a little greater than 1.0.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



(Using the Same Concrete for Beams and Slabs)

Computing α_1 for Long (Horizontal) Span for Interior Beams

I_s = gross moment of inertia of slab 20 ft wide

$$= \left(\frac{1}{12} \right) (12 \text{ in./ft} \times 20 \text{ in.}) (7 \text{ in.})^3 = 6860 \text{ in.}^4$$

I_b = gross I of T-beam cross section shown in Figure 16.8
about centroidal axis = 18,060 in.⁴

$$\alpha_1 = \frac{EI_b}{EI_s} = \frac{(E)(18,060 \text{ in.}^4)}{(E)(6860 \text{ in.}^4)} = 2.63$$

$$\alpha_{f1} \ell_2 / \ell_1 = 2.63 \times \frac{24}{20} = 3.15$$

نکته :

این ضریب باید برای هر دو راستا محاسبه گردد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مزایای استفاده از کتیبه:

۱- کاهش خیز (یادآوری):

استفاده از کتیبه در دالهای دوطرفه بدون تیرمیانی؛ حداقل ضخامت لازم برای دال جهت محدود کردن خیز را حدود ۱۰ درصد کاهش میدهد.

۲- افزایش ظرفیت خمشی منفی در اطراف ستون:

استفاده از کتیبه در اطراف ستون بدلیل داشتن ضخامت بیشتر نسبت به دال؛ عمق موثر مقطع را افزایش داده و مقاومت مقطع نوار ستونی در مقابل لنگر خمشی منفی در تکیه گاه را افزایش میدهد.

۳- افزایش ظرفیت برشی دوطرفه:

استفاده از کتیبه باعث افزایش ظرفیت برش منگنه ای در اطراف ستون شده و مقطع بحرانی برش منگنه ای اثر کننده بر دال را از ستون دور میکند.



واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۹-۱۰-۶-۴ در محاسبه‌ی مقدار آرماتورهای منفی در ناحیه‌ی کتیبه، نباید ضخامت کتیبه را بیشتر از یک‌چهارم فاصله‌ی لبه‌ی کتیبه از بر ستون یا سرستون منظور کرد.

۹-۱۰-۶-۵ در مواردی که برای افزایش سطح مقطع بحرانی برش از افزایش ضخامت دال (کتیبه برشی) در اطراف ستون استفاده می‌شود، باید کتیبه در سطح زیرین دال اجرا شود؛ و حداقل به اندازه‌ی عمق کتیبه از بر ستون بیرون زدگی داشته باشد.

۹-۱۰-۶-۷ بازشوها در سیستم دال‌ها

۹-۱۰-۶-۳ در نواحی مشترک بین دو نوار میانی متقاطع دال، می‌توان هر بازشویی با هراندازه‌ای پیش‌بینی کرد. (در دو راستا)

۹-۱۰-۶-۴ در نواحی مشترک بین دو نوار ستون متقاطع دال، فقط بازشوهایی با ابعاد کمتر از یک‌هشتم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

۹-۱۰-۶-۵ در محل تلاقی یک نوار ستون و یک نوار میانی، فقط یک‌چهارم آرماتورهای هر نوار در هر جهت را می‌توان قطع کرد.

ضوابط بند:

۹-۸-۵

(کلاhek برشی)



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

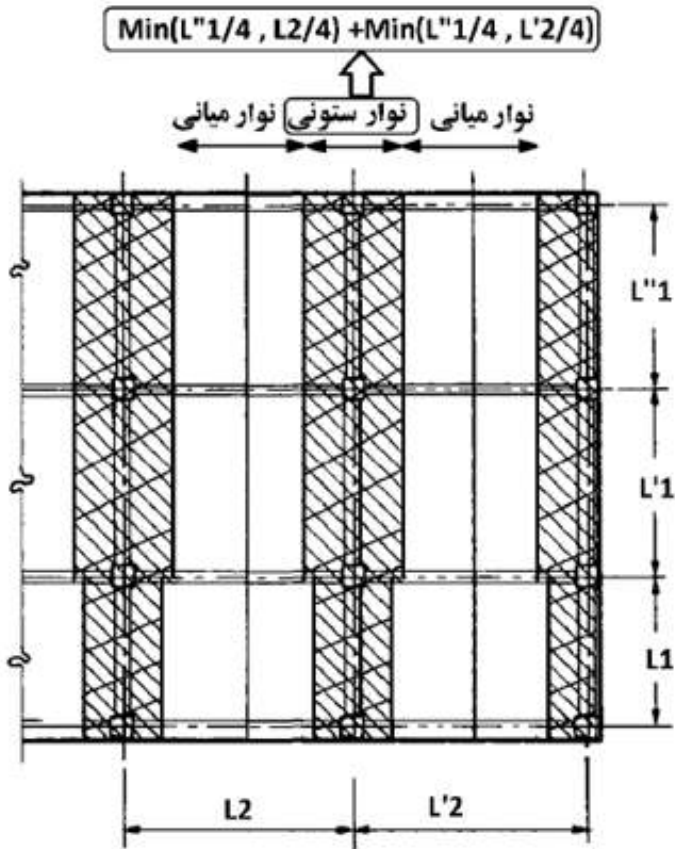
۹-۱۰-۲-۵ نوار ستون

به قسمتی از نوار دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با کوچک‌ترین دو مقدار $0.25l_1$ یا $0.25l_2$ باشد. اگر تیر وجود داشته باشد، باید آن را در نوار ستون منظور نمود.

۹-۱۰-۲-۶ نوار میانی

نواری از سیستم دال است که در بین دو نوار ستون مجاور قرار می‌گیرد.

(یادآوری)





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

$$a < C3/8$$

$$b < C2/8$$

$$c < C3/4$$

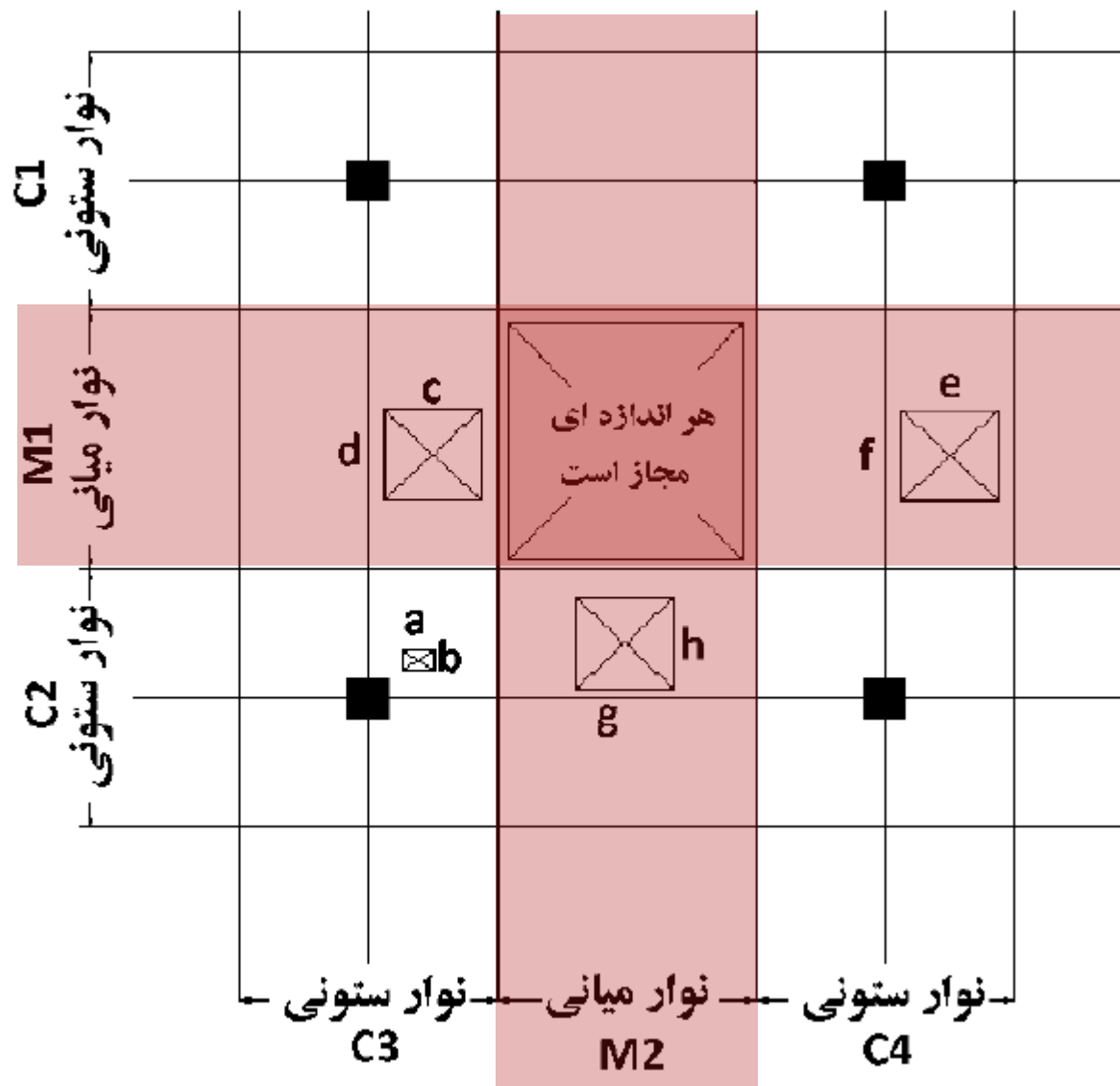
$$d < M1/4$$

$$e < C4/4$$

$$f < M1/4$$

$$g < M2/4$$

$$h < C2/4$$





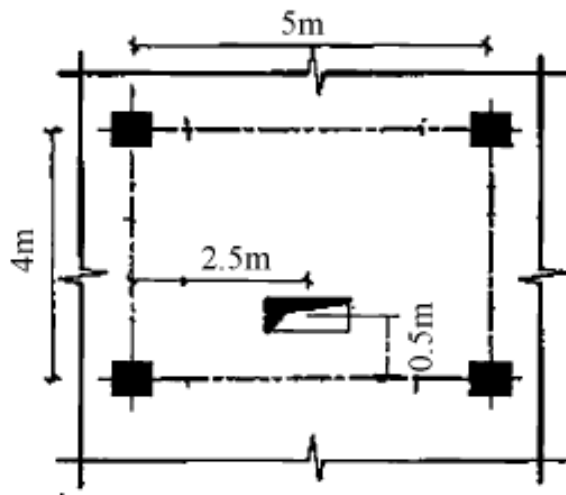
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

محاسبات ۹۳

۱۰- در شکل زیر پلان یک دال بتنی بدون تیر (دال تخت) با بازشویی به ابعاد 700×450 میلی‌متر نشان داده شده است. کدامیک از گزینه‌ها در خصوص این بازشو صحیح است؟ اندازه‌ها موقعیت مرکز بازشو از محور ستونها را به متر نشان می‌دهند. دهانه‌های



مجاور در هر امتداد، طول دهانه یکسان با پانل نشان داده شده در همان امتداد را دارند.

با توجه به اینکه عرض تیر میلادی برابر $3m = 5 - 2$ و عرض تیر ستوبی برابر $2m$ می‌باشد، داریم:

$$0.45 < \frac{1}{4} \times 2m \quad OK.$$

$$0.7 < \frac{1}{4} \times 3m \quad OK.$$

- (۱) ابعاد بازشو مجاز نیست مگر آنکه برای بررسی کفایت مقاومت سیستم، تحلیل ویژه انجام شود.
- (۲) ابعاد بازشو و محل آن مجاز بوده و باید در گوشه‌های بازشو میلگردهای مورب به اندازه میلگردهای قطع شده قرار داد.
- (۳) ابعاد بازشو و محل آن مجاز بوده و باید در طرفین بازشو در هر امتداد، میلگردهای اضافی به اندازه میلگردهای قطع شده قرار داد.
- (۴) ابعاد بازشو قابل قبول نمی‌باشد.

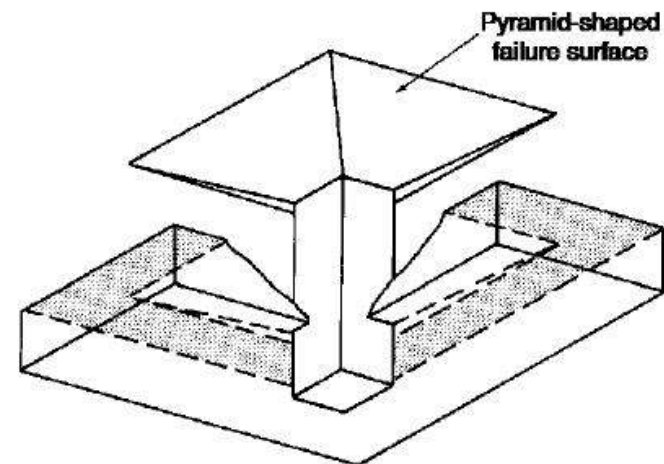
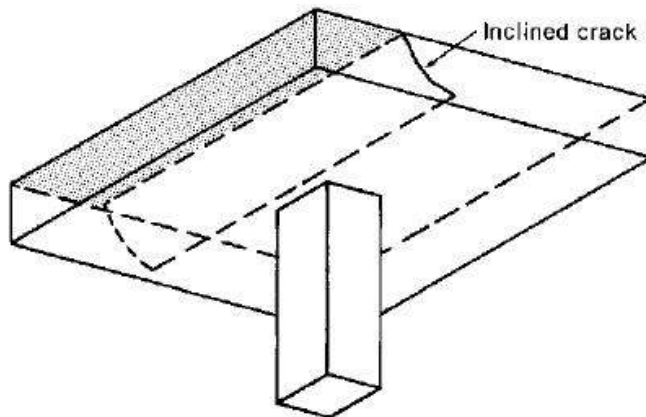


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

برش دو طرفه در دالها و پی ها



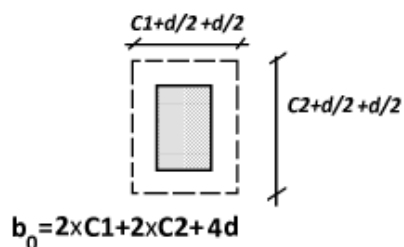


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۹-۸-۵-۲ مقاطع بحرانی برای برش دو طرفه

واحد تهران شرق



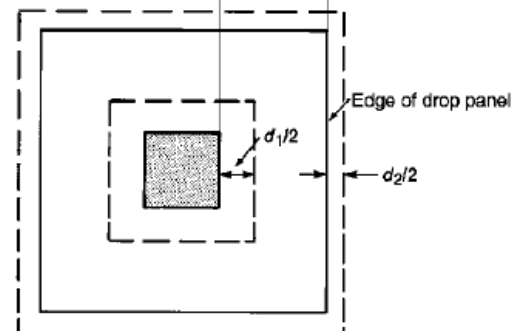
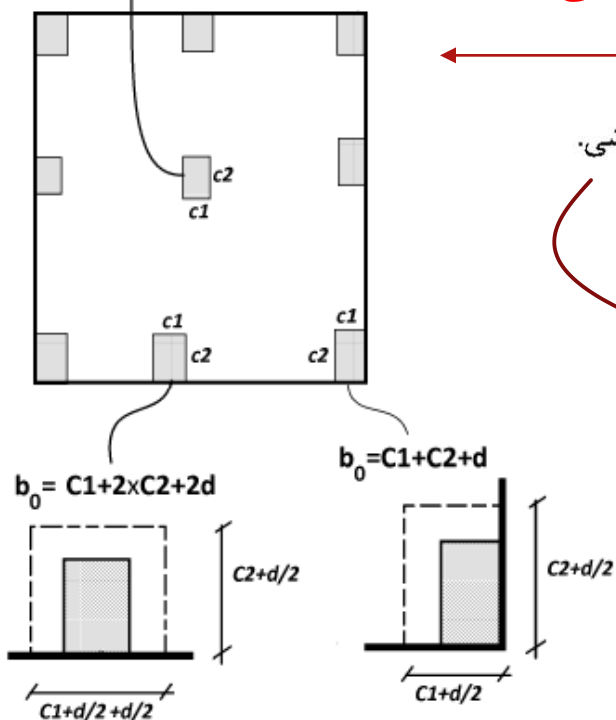
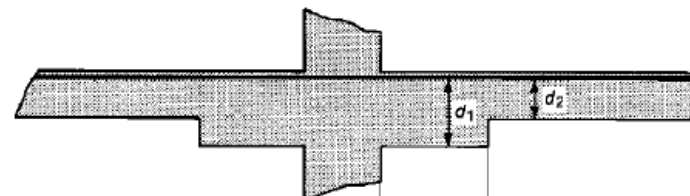
۹-۸-۵-۱ مقطع بحرانی برای برش دو طرفه، سطح جانبی منشوری است که وجوه آن موازی با نیروی برشی بوده و محل آن ها باید طوری در نظر گرفته شود که محیط قاعده‌ی آن، b_0 حداقل باشد؛ ولی لازم نیست فاصله‌ی وجوه منشور از هر یک از موارد زیر کمتر از $0.5d$ در

(کمترین طول برای جدا شدگی = b_0)

نظر گرفته شود.

الف- لبه‌ها و یا گوشه‌های ستون‌ها، بارهای متمرکز یا نواحی تکیه گاهی؛

ب- محل تغییر در ضخامت دال یا پی نظیر لبه‌های سر ستون، کنیبه یا کلاهک‌های برشی.



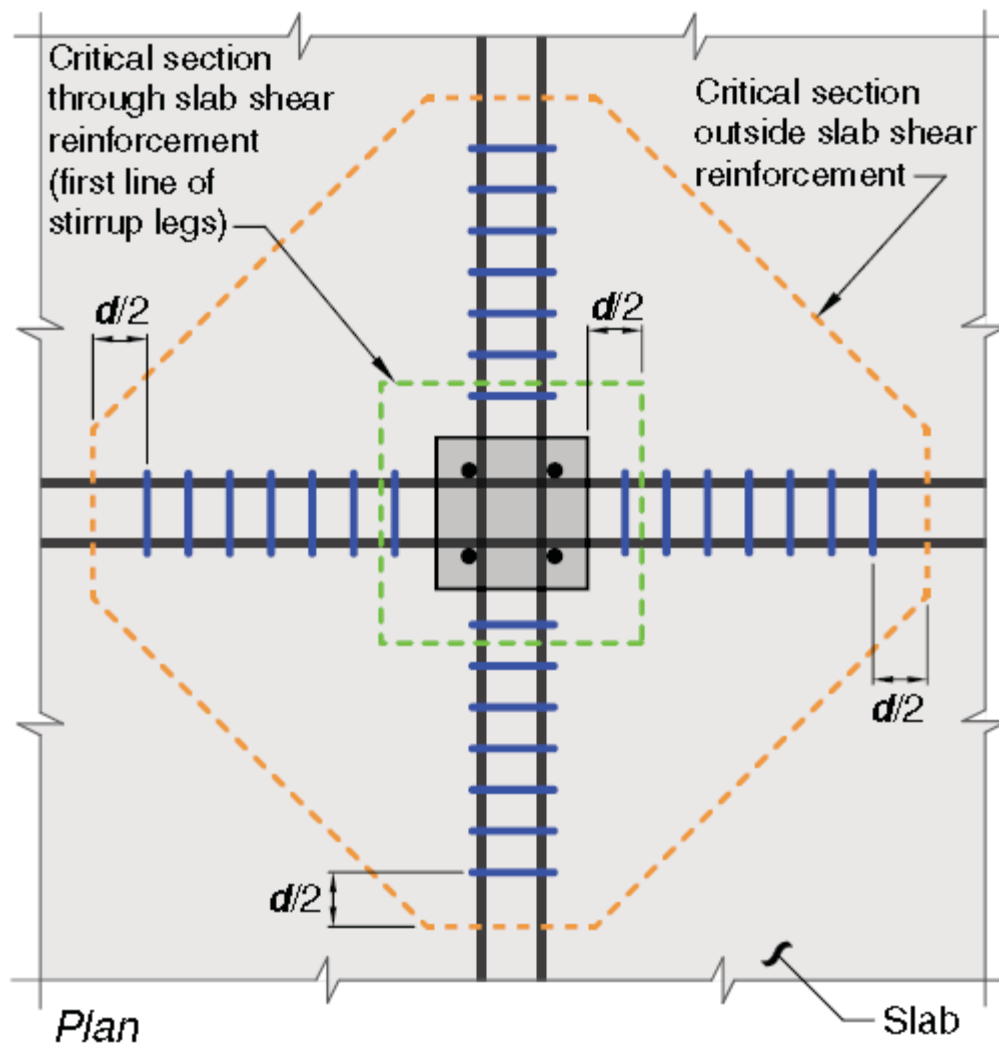
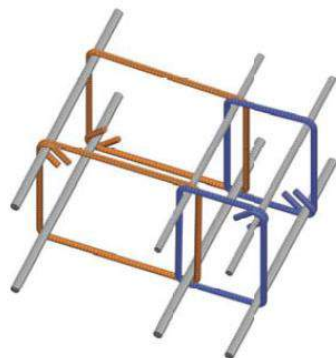
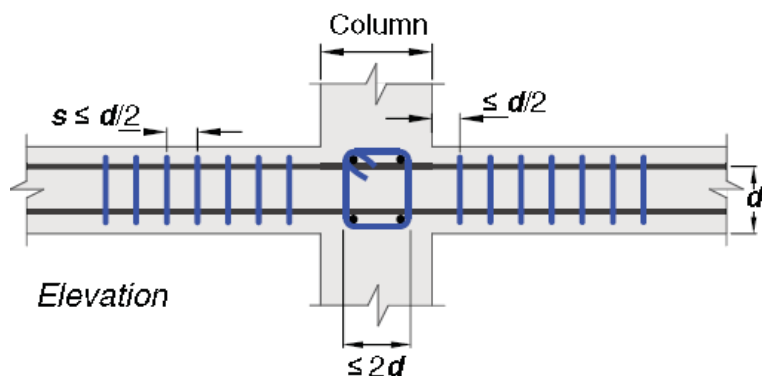


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

دو محیط پانچ مانند
حالت کتیبه:





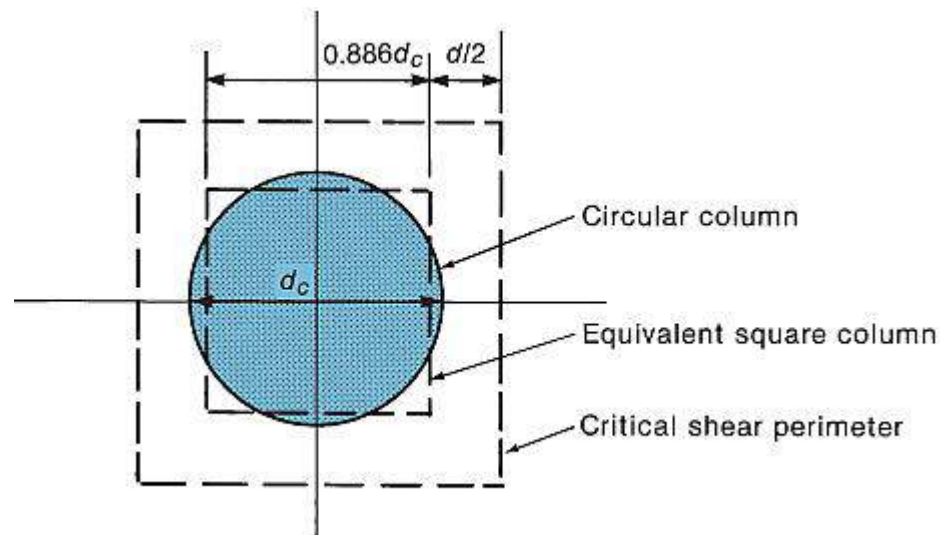
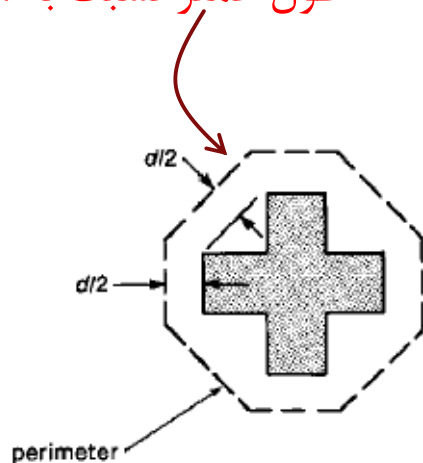
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۸-۵-۲ برای ستون‌ها، نیروهای متمرکز و سطوح تکیه گاهی با مقطع مربعی یا مستطیلی شکل، مقطع بحرانی را می‌توان با اضلاع مستقیم در نظر گرفت. همچنین مقطع بحرانی برای ستون‌های با مقطع دایروی و یا چند ضلعی منظم را می‌توان نظیر یک ستون مربعی معادل با سطح مقطع برابر با سطح مقطع ستون اصلی در نظر گرفت.

طول کمتر نسبت به مسیر دندانه ای





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

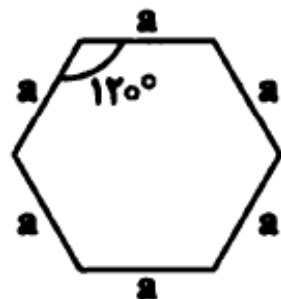
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

سراسری ۹۷

۱۱۷- یک دال تخت با عمق مؤثر d دارای ستون‌های شش ضلعی منتظم مطابق شکل می‌باشد. محیط مقطع بحرانی برای

محاسبه مقاومت برشی دو طرفه (پانچ) دال کدام است؟

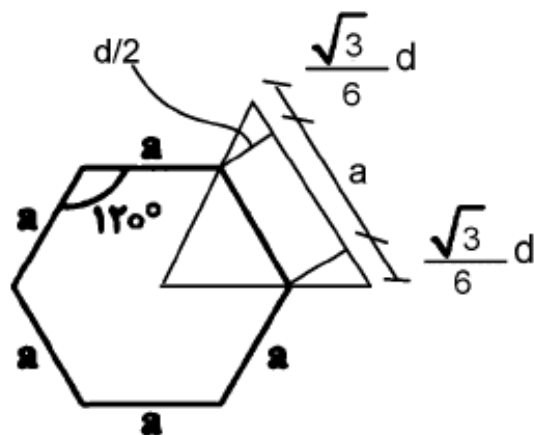


(۱) $6a$

(۲) $6a + \sqrt{3}d$

(۳) $6a + 2\sqrt{3}d$

(۴) $6a + 4\sqrt{3}d$



$$b_0 = 6 \left(a + 2 \frac{\sqrt{3}}{6} d \right) = 6a + 2\sqrt{3}d$$



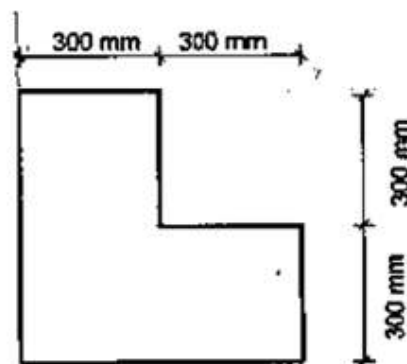
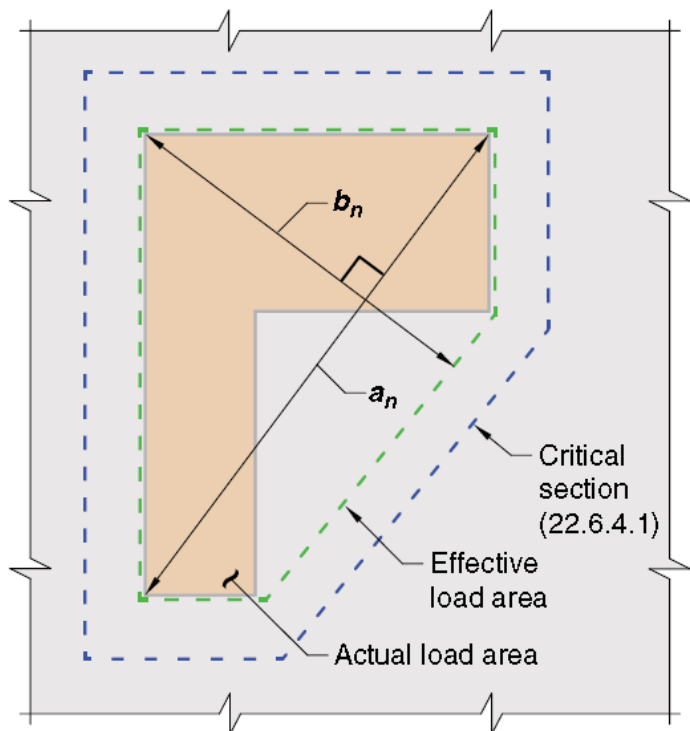
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

محاسبات ۹۳

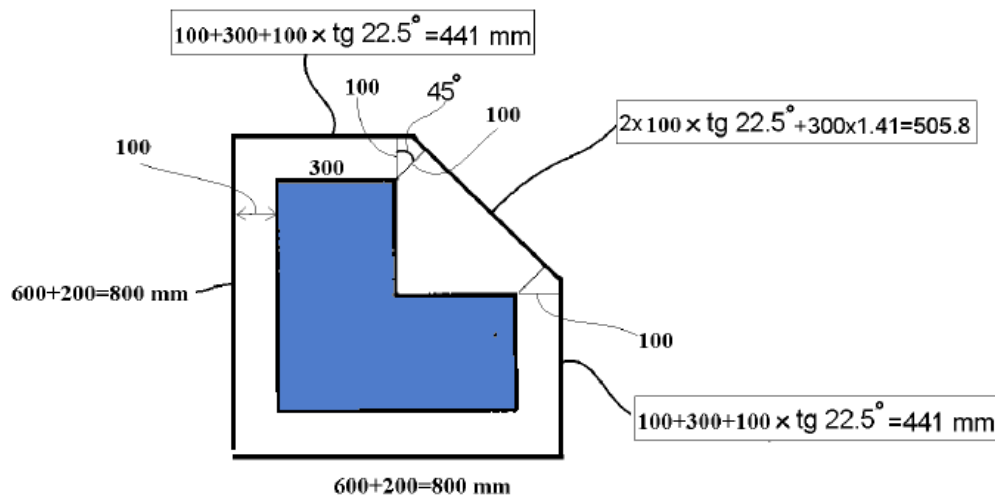
واحد تهران شرق

۵۹- دال تخت با عمق مؤثر 200 میلی متر روی یک ستون میانی با مقطعی مطابق شکل قرار دارد. محیط مقطع بحرانی (b_0) برای کنترل برش دوطرفه (پانچ) به کدامیک از اعداد زیر برحسب میلی متر نزدیکتر است؟



- 2800 (۱)
- 3000 (۲)
- 3200 (۳)
- 3400 (۴)

$$b_0 = 800 + 441 + 505.8 + 441 + 800 = 2987.8 \text{ mm}$$





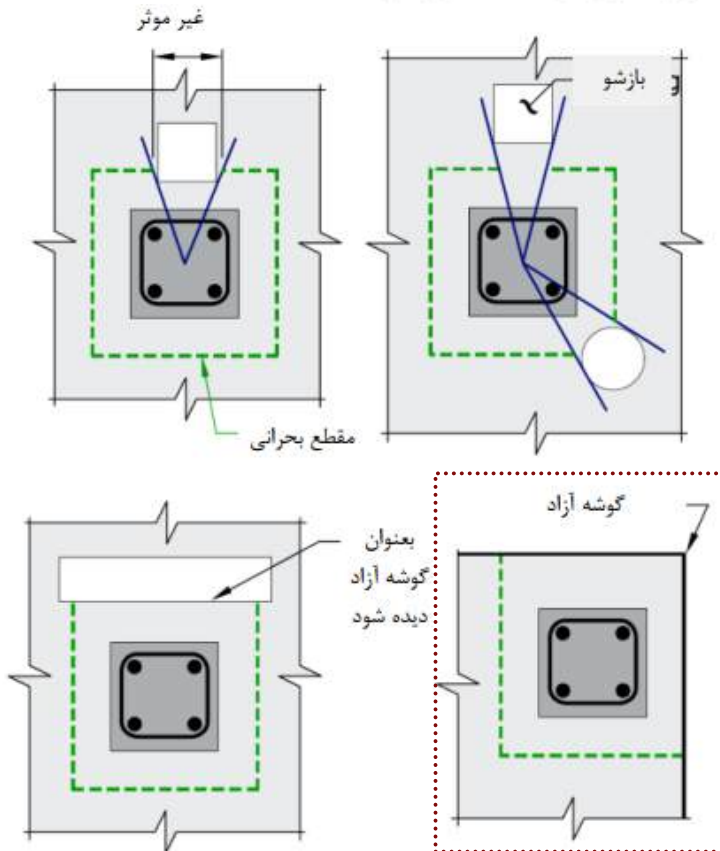
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۴-۲-۵-۸-۹ اگر یک بازشو در فاصله‌ی کمتر از $4h$ از محیط یک ستون، بار متمرکز یا سطح -

تکیه‌گاهی قرار گیرد، بخشی از b_0 که با خطوط مستقیم ترسیم شده از مرکز ستون، بار متمرکز و یا سطح تکیه‌گاهی و مماس به محدوده‌ی بازشو محصور می‌گردد، در نظر گرفته نمی‌شود



شکل ۴-۸ تاثیر بازشو و لبه‌های آزاد بر مقطع بحرانی (توجه: بازشوها در محدوده $4h$ از محیط ستون فرض شده‌اند).

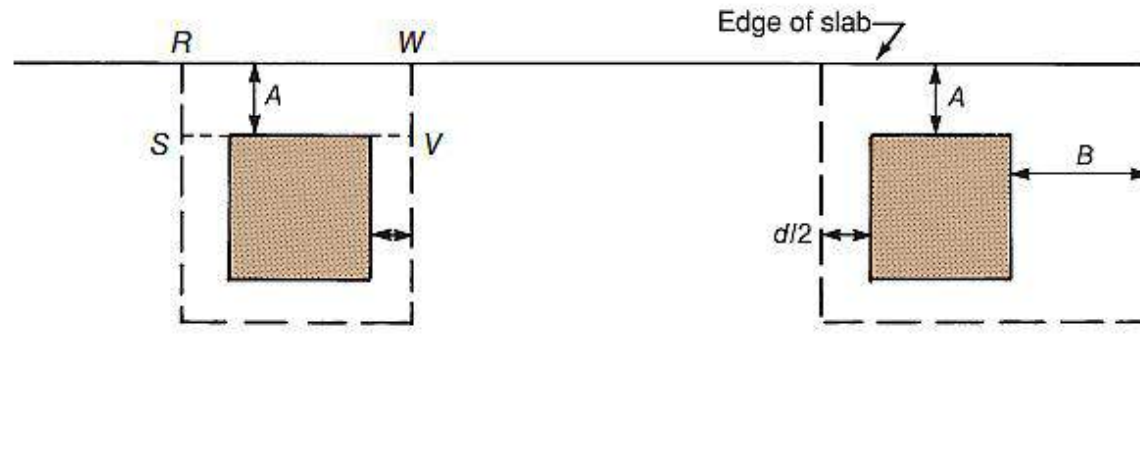
حالات مختلف
در صفحه بعد



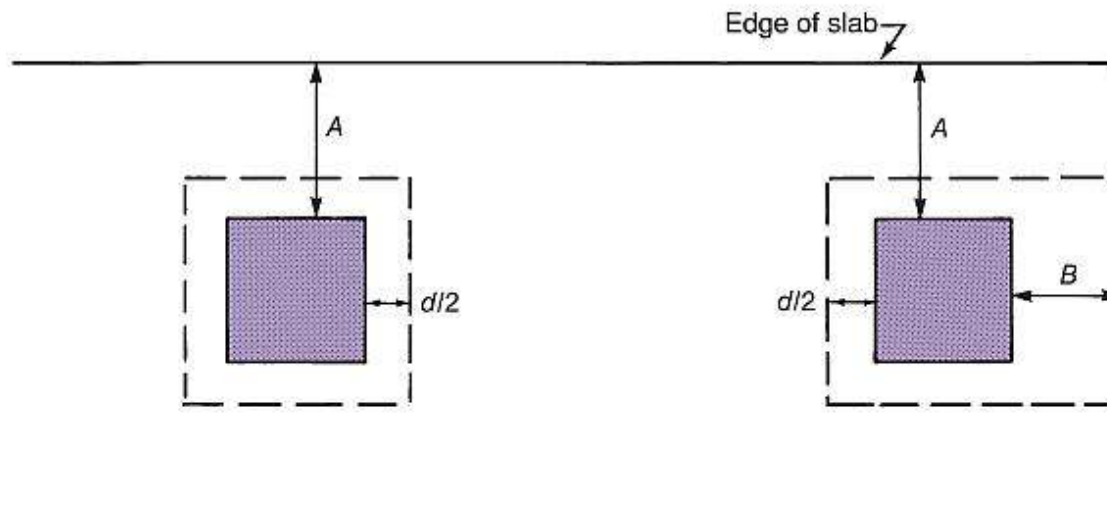
واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
 PhD in Structural Engineering
 Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
 دکتری تخصصی مهندسی سازه
 استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق



(b) Critical perimeters if A and B do not exceed $4h$.



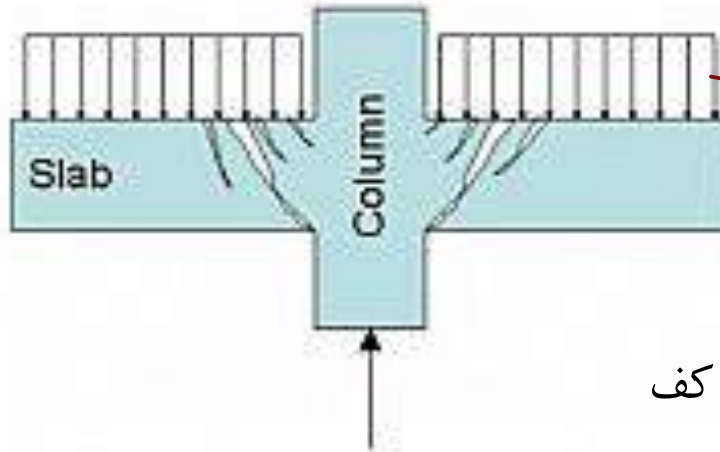
(c) Critical perimeters if A exceeds $4h$, but B does not.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

د تهران شرق

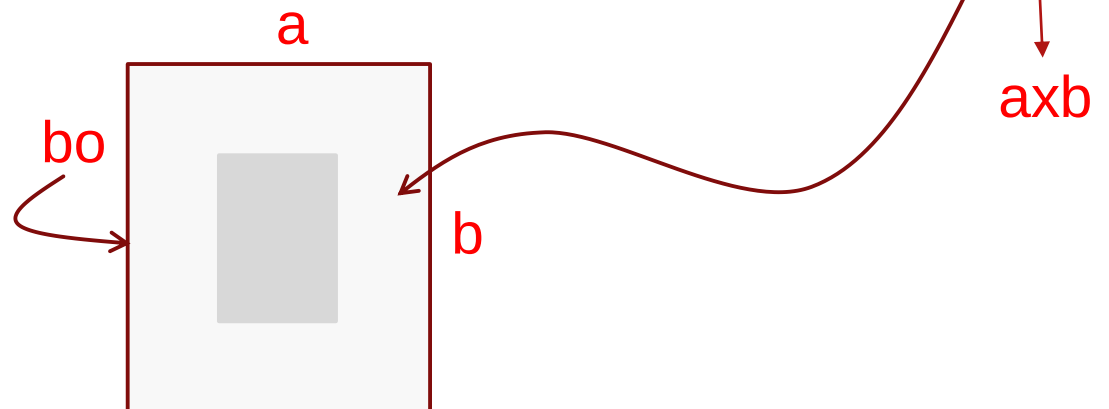


برش پانچ:

تنش خاک

W_u بار کف

$V_u = W_u \text{ or } q_u \times (\text{سطح بارگیر ستون یا پی}) - W_u \text{ or } q_u \times (\text{سطح پانچ})$

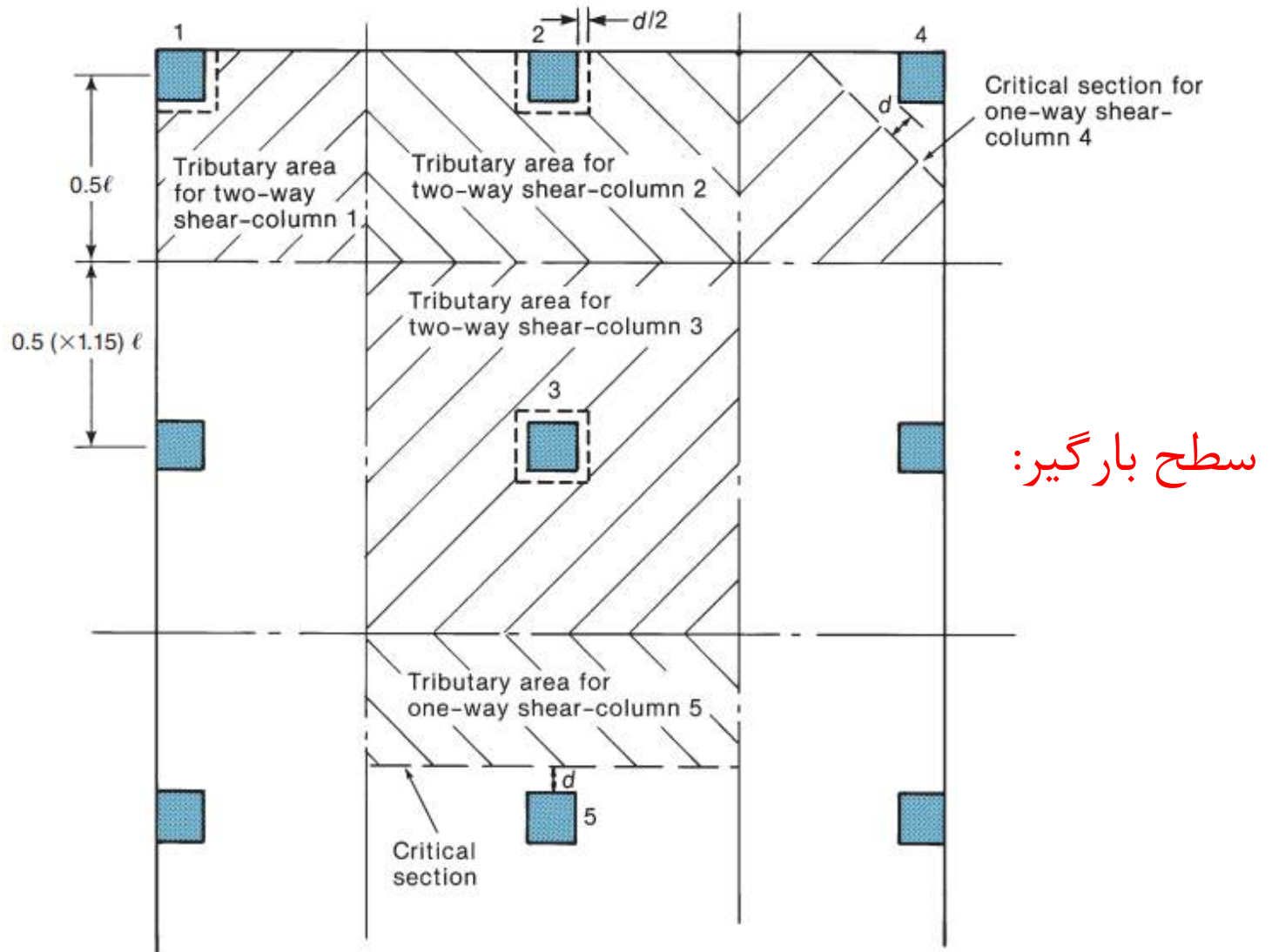




Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۵-۸-۹ مقاومت برشی دو طرفه

۲-۱-۵-۸-۹ مقاومت برشی اسمی در اعضای دو طرفه بدون و با فولاد برشی (شامل کلاهایک

برشی نمی‌شود)، بر اساس رابطه‌های زیر تعیین می‌شود.

- بدون فولاد برشی:

$$v_n = v_c \quad (۵-۸-۹-۱۹-الف)$$

- با فولاد برشی:

$$v_n = v_c + v_s \quad (۵-۸-۹-۱۹-ب)$$

۳-۵-۸-۹ مقاومت برشی دو طرفه‌ی تامین شده توسط بتن

۱-۳-۵-۸-۹ مقاومت برشی بتن برای اعضای دو طرفه‌ی که در آن‌ها از آرماتور برشی استفاده

نشده باشد، کم‌ترین مقداری است که از سه رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$v_c = 0.33 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad \lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+d/250}} \leq 1.0 \quad (۵-۸-۹-۲۰-الف)$$

$$v_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (۵-۸-۹-۲۰-ب)$$

$$v_c = 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (۵-۸-۹-۲۰-پ)$$

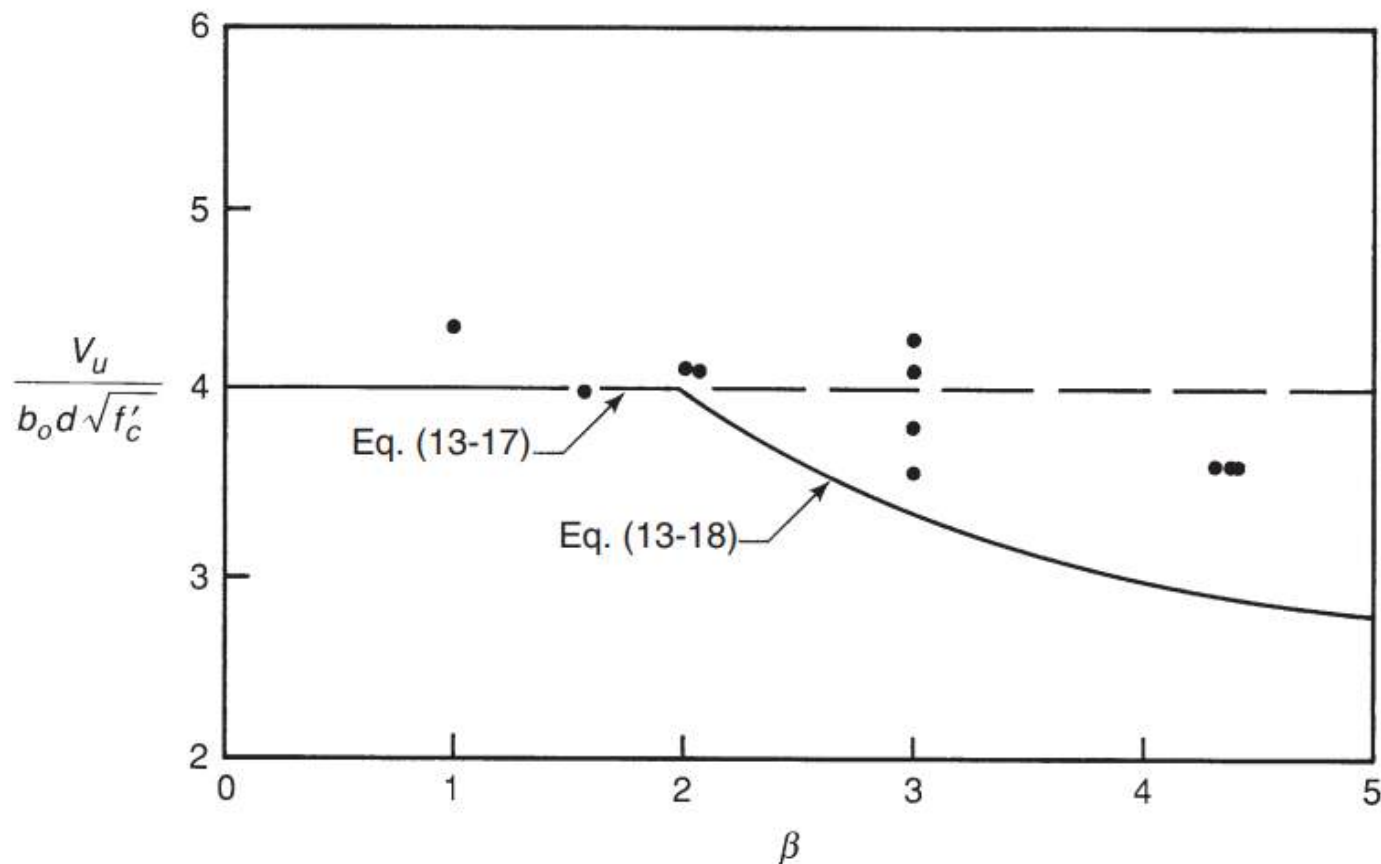


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

در رابطه‌های فوق، β نسبت وجه بزرگ به وجه کوچک مقطع ستون است. همچنین مقدار α_s برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب برابر با ۴۰، ۳۰ و ۲۰ منظور می‌شود. به علاوه ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۴) تعیین می‌شود.





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۸-۵-۳-۲ برای اعضای دو طرفه با فولاد گذاری برشی، مقدار V_c که در مقاطع بحرانی محاسبه می شود نباید از حدود زیر بیش تر باشد:

الف- اگر از خاموت استفاده شده باشد:

$$v_c \leq 0.17 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (9-8-21)$$

۹-۸-۵-۳-۴ برای اعضای دو طرفه با فولاد گذاری برشی، لازم است عمق موثر مقطع طوری انتخاب شود که V_u محاسبه شده در مقاطع بحرانی از مقادیر زیر بیش تر نشود:

= در صورت استفاده از خاموت:

$$v_u \leq 0.5 \phi \sqrt{f'_c} \quad \text{حداکثر مقاومت برشی دو طرفه با آرماتور} \quad (9-8-23 \text{ الف})$$

جدول ۹-۷-۲ ضریب های کاهش مقاومت ϕ بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع

ϕ

وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۸-۴ مقاومت برشی تامین شده توسط خاموت برشی

۹-۸-۴-۱ از خاموت‌های با یک یا چند شاخه ساخته شده از میلگرد یا سیم، در صورت برآورده شدن هر دو شرط زیر می‌توان به عنوان تقویت برشی دال دو طرفه و پی استفاده کرد:

الف- عمق موثر d حداقل برابر ۱۵۰ میلی متر باشد.

ب- عمق موثر d حداقل ۱۶ برابر قطر خاموت باشد.

در این حالت V_s با استفاده از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \quad (۹-۸-۲۴)$$

که در آن A_v مجموع سطح مقطع شاخه‌های قائم تمام خاموت‌های واقع بر یک خط محیطی است که از نظر هندسی مشابه محیط مقطع ستون می‌باشد؛ و s فاصله‌ی بین خطوط محیطی میلگردهای برشی در جهت عمود بر وجه ستون است.

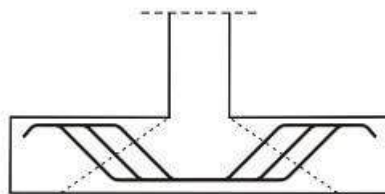
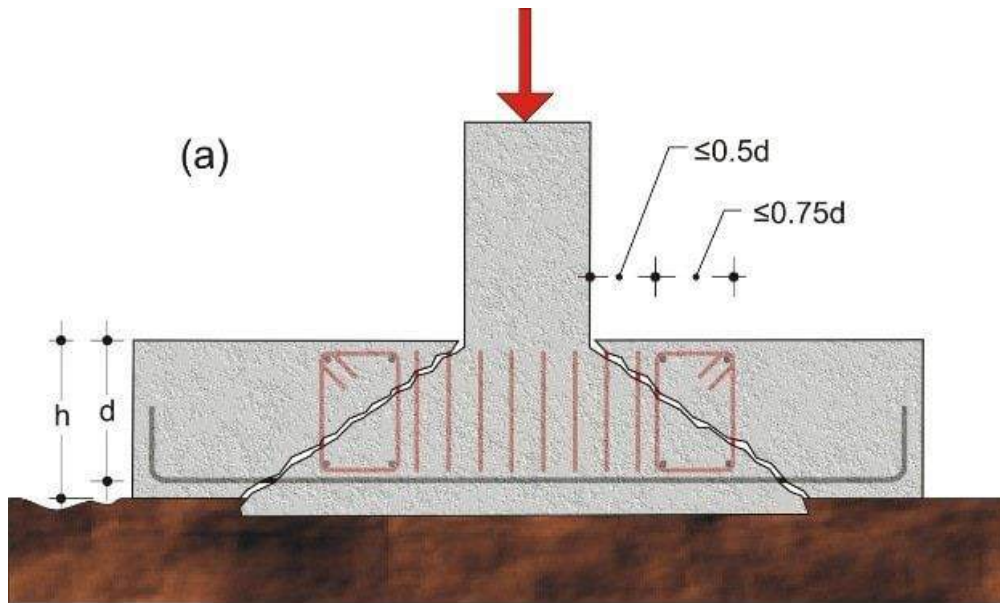


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

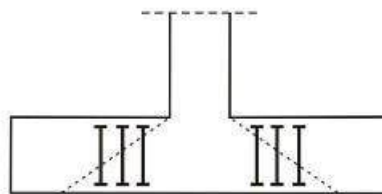
واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

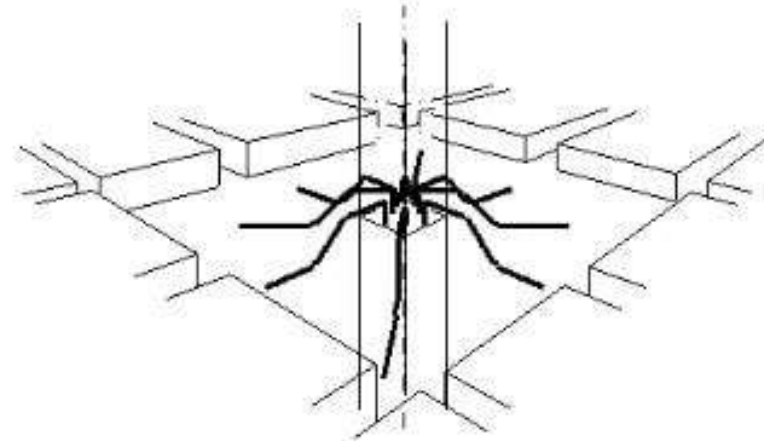
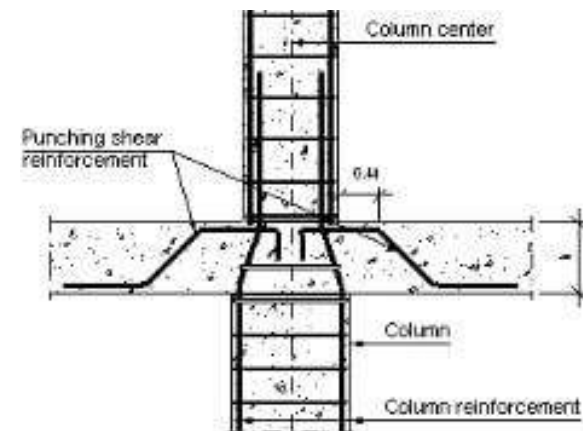
تقویت برشی:



(b)



(c)





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

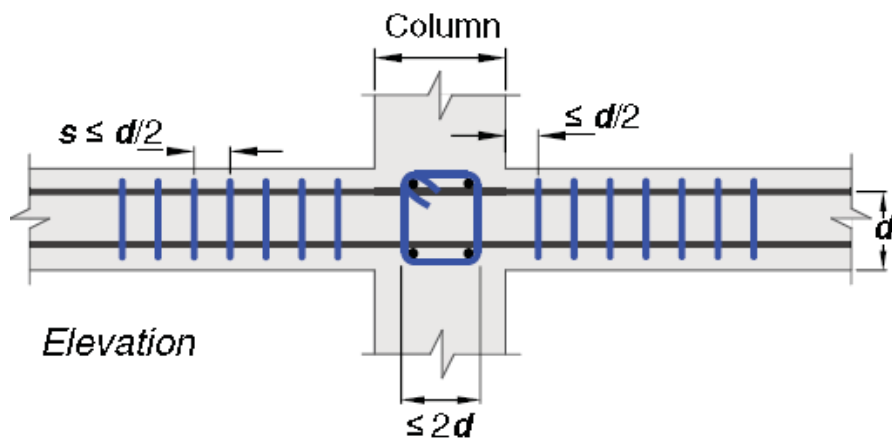
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۷-۳-۷-۱۰ آرماتورهای برشی - خاموت‌ها

تقویت برشی:

الف- استفاده از خاموت‌های تک پایه، U ساده، U چند گانه و خاموت بسته به عنوان آرماتور برشی مجاز می‌باشد.



جدول ۴-۱۰ موقعیت اولین خاموت و محدودیت‌های فاصله گذاری

بیشترین فاصله	تعریف اندازه‌گیری	جهت اندازه‌گیری
$\frac{d}{2}$	فاصله از بر ستون تا اولین خاموت	عمود بر وجه ستون
$\frac{d}{2}$	فاصله بین خاموت‌ها	
2d	فاصله بین ساق عمودی خاموت‌ها	موازی با وجه ستون





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

حد تهران شرق

محاسبات ۹۴

۲۵- در یک ساختمان بتن آرمه با دال دو طرفه بدون تیر و با محوربندی منظم و با فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها از یکدیگر در هر دو جهت برابر 6 متر، در صورتی که ضخامت موثر دال 180 میلی‌متر، ابعاد مقطع ستونها 400×400 میلی‌متر، نوع بتن C25 و از آرماتور برشی و یا کلاhek برشی استفاده نشده باشد، نیروی برشی مقاوم بتن V_c بر حسب کیلونیوتن برای عملکرد دو طرفه دال روی یک ستون میانی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

460 (۴)

540 (۳)

690 (۲)

814 (۱)

گزینه ۳

$$\begin{aligned} \varphi V_c &= \varphi \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \\ 0.083 \left(\frac{\alpha_0 \times d}{b_0} + 2 \right) \end{array} \right\} \text{Min} \left(\frac{\sqrt{\frac{2}{1 + 0.004d}}}{1} \right) \times \sqrt{f'_c} b_0 d \\ &= \varphi \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) = 0.51 \\ 0.083 \left(\frac{40 \times 180}{2320} + 2 \right) = 0.42 \end{array} \right\} \text{Min} \left(\frac{\sqrt{\frac{2}{1 + 0.004 \times 180}}}{1} = 1.078 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \\ &= \varphi 0.33 \sqrt{f'_c} b_0 d = 0.75 \times 0.33 \times 1 \times \sqrt{25} \times 2320 \times 180 = 516780 \text{ N} = 517 \text{ kN} \end{aligned}$$

$\begin{array}{l} 4 \times (B+d) \\ 4 \times (400+180) \end{array}$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
 دکتری تخصصی مهندسی سازه
 استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

محاسبات ۹۷

واحد تهران شرق

۴۶- در صورتی که رده بتن مصرفی در یک شالوده C30 باشد، نیروی برش دوطرفه مقاوم شالوده برای ستون میانی، برابر با نیروی برش نهائی ایجاد شده بوده و نیازی به میلگرد برشی نمی باشد. اگر رده بتن مصرفی در این شالوده به C25 تقلیل داده شود، چند درصد از نیروی برشی نهائی موجود باید توسط میلگردهای برشی تامین شود؟ (ابعاد مقطع ستون 600×400 میلی متر و عمق موثر شالوده برابر 520 mm فرض شود).

10 (۱) 45 (۲) 55 (۳) 90 (۴)

گزینه ۳

$$b_0 = 2(400 + 520 + 600 + 520) = 4080 \text{ mm}$$

در حالت اول (بدون استفاده از خاموت):

$$\varphi V_c = \varphi \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \\ 0.083 \left(\frac{\alpha_0 \times d}{b_0} + 2 \right) \end{array} \right\} \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$\varphi V_c = \varphi 0.17 \sqrt{f'_c} b_0 d$$

بدون استفاده از خاموت با استفاده از خاموت

$$= \frac{0.33 \sqrt{f'_c} b_0 d}{0.17 \sqrt{f'_c} b_0 d} = \frac{0.33 \sqrt{30}}{0.17 \sqrt{25}} = 2.12$$

بنابراین در حالت دوم مقاومت بتن به طور قابل توجهی کاهش یافته است (2.12 برابر) و مقاومت کاهش یافته را باید با خاموت جبران کرد. مقاومت بتن در حالت جدید (وقتی همراه با خاموت باشد) برابر $\frac{1}{2.12} = 0.47$ مقدار اولیه می باشد. بنابراین باید خاموت ها بتوانند 0.53 نیروی اولیه را تحمل کنند.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۶-۳-۲ ناحیه‌ی اتصال دال به ستون

۹-۱۶-۳-۲-۱ به جز مواردی که ناحیه‌ی اتصال از چهار طرف به دال متصل است، میلگردهای عرضی ستون شامل تنگ‌ها، دورپیچ‌ها یا دورگیرها باید در ناحیه‌ی اتصال شامل سرستون، کتیبه یا کلاhek برش طبق بند ۹-۲۱-۶ ادامه یابند.

۹-۱۰-۵ اتصال به دیگر اعضا

۹-۱۰-۵-۱ اتصالات دال-تیر و دال-ستون باید ضوابط فصل ۹-۱۶ را تأمین نمایند.



۹-۲۱-۶-۲ تنگ‌ها

۹-۲۱-۶-۲-۱ تنگ‌ها باید از حلقه‌های بسته‌ی میلگردهای آجدار تشکیل شده، و فواصل آن‌ها از یک دیگر شرایط زیر را تأمین کنند.

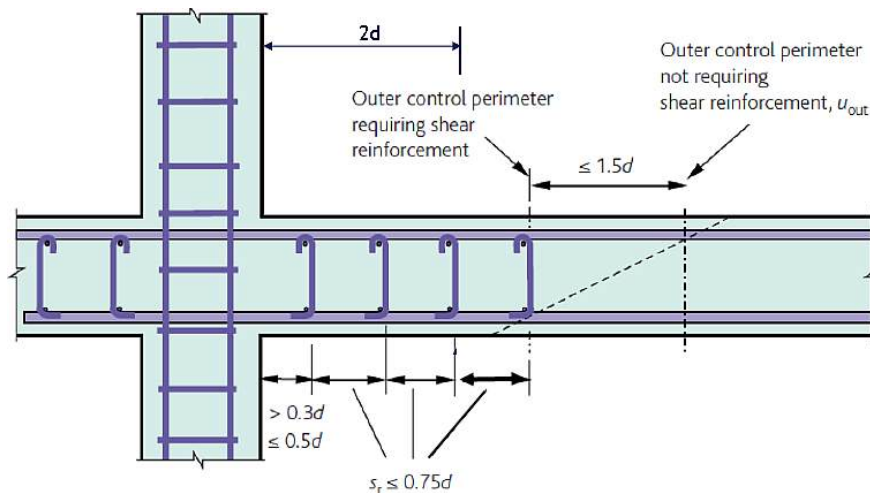
الف- فاصله‌ی آزاد حداقل $1/33$ برابر حداکثر قطر اسمی سنگ دانه.

ب- فاصله‌ی مرکز به مرکز تنگ‌ها نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بیش‌تر باشد:

۱۶ برابر قطر میلگرد طولی؛

۴۸ برابر قطر میلگرد عرضی؛

کوچک‌ترین بعد عضو.





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۰-۷-۳-۶ آرماتورهای انسجام

الف- کلیه آرماتورهای زیرین در نوار ستونی در هر جهت باید پیوسته باشند، و یا با وصله‌ی مکانیکی کامل، وصله‌ی جوش شده‌ی کامل یا وصله‌ی پوششی نوع B وصله شوند. وصله‌ها باید مطابق شکل ۹-۱۰-۱ قرار داده شوند.

$$1.3\ell_d$$

ب- حداقل دو آرماتور زیرین در نوار ستونی در هر جهت باید از ناحیه‌ی محدودشده به وسیله‌ی میلگردهای طولی ستون عبور نمایند، و در تکیه‌گاه‌های خارجی مهار شوند.

حداقل طول
میلگردهای آجدار
در دالهای دوطرفه
بدون تیر

CODE			COMMENTARY	
Strip	Location	Minimum A_s at section	Without drop panels	With drop panels
Column strip	Top	50% Remainder		
	Bottom	100%		

Splices shall be permitted in this region

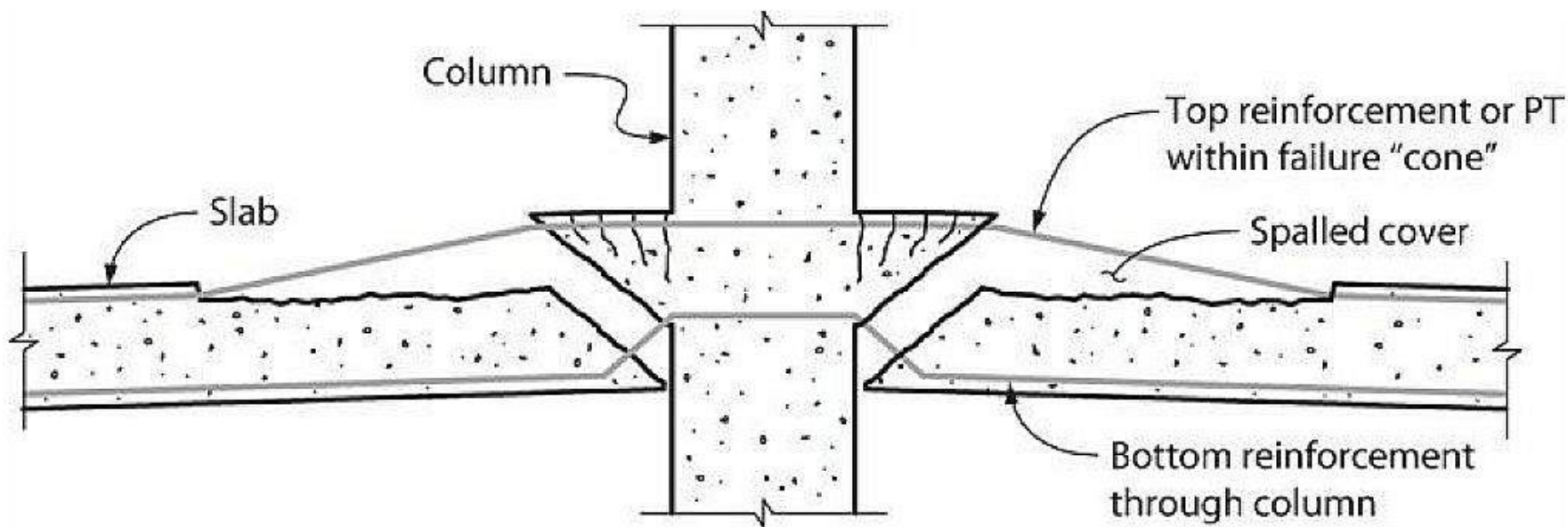


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

آرماتور انسجام





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۰-۸ سیستم‌های تیرچه‌ی دوطرفه (وافل)

۹-۱۰-۸-۱ کلیات

۹-۱۰-۸-۱-۱ سیستم تیرچه‌ی دوطرفه شامل ترکیب یکپارچه‌ی تیرچه‌های با فواصل منظم و یک دال فوقانی می‌باشد، که برای عملکرد دوطرفه طراحی می‌شود.

۹-۱۰-۸-۱-۲ حداقل عرض تیرچه در کل ارتفاع مقطع، نباید کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۰-۸-۱-۳ ارتفاع کل تیرچه نباید از $\frac{3}{5}$ برابر عرض حداقل آن بیشتر شود.

۹-۱۰-۸-۱-۴ فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌ها نباید از ۷۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

مقاومتی کمتر از
 f_c داشته باشند.

۹-۱۰-۸-۳ سیستم‌های تیرچه با پرکننده‌های غیر سازه‌ای

۹-۱۰-۸-۱-۳-۱ اگر پرکننده‌ها، در تطابق با بند ۹-۱۰-۸-۲-۱ نباشند یا از قالب‌های قابل برداشت

استفاده شود، ضخامت دال روی پرکننده‌ها باید حداقل برابر با بزرگ‌ترین یکی از دو مقدار یک

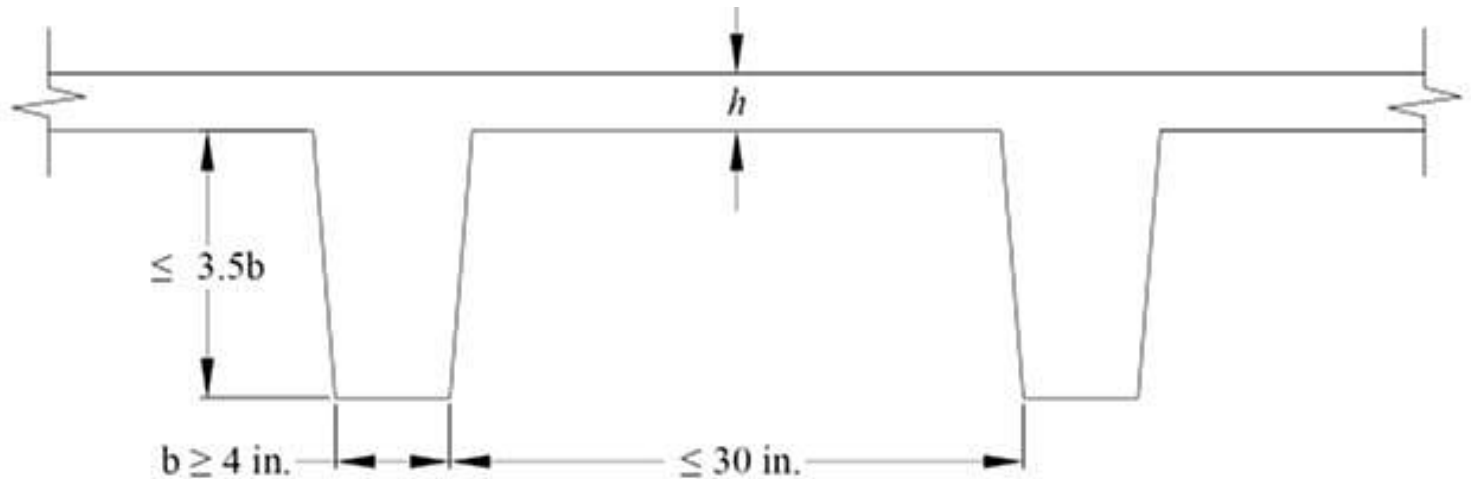
دوازدهم فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌ها یا ۵۰ میلی‌متر باشد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

تیرچه بلوک

۷-۱۱-۹ سیستم تیرچه‌ی یکطرفه

۱-۷-۱۱-۹ کلیات

۱-۱-۷-۱۱-۹ سیستم تیرچه‌ی بتنی یک طرفه متشکل از ترکیب یک پارچه‌ای از تیرچه‌های با فواصل منظم و یک دال فوقانی است که برای باربری در یک راستا طراحی شده است.

تیرچه های خرابایی باید با استاندارد ملی شماره ی ۱-۲۹۰۹ مطابقت داشته باشند.

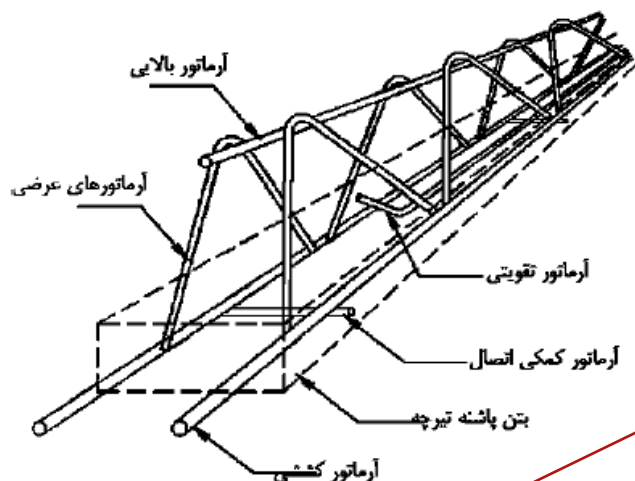
۲-۷-۱۱-۹ محدودیت‌ها و ضوابط

۱-۲-۷-۱۱-۹ عرض تیرچه در هیچ موقعیتی از ارتفاع آن، نباید کمتر از ۱۰۰ میلی متر باشد.

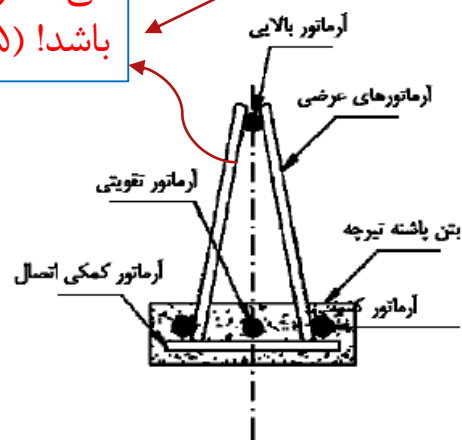
ارتفاع کل تیرچه نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آن باشد. فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌ها نباید بیش‌تر از ۷۵۰ میلی متر باشد.

۲-۲-۷-۱۱-۹ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در تیرچه را می‌توان به اندازه‌ی ده درصد

بیشتر از مقدار ذکر شده در فصل ۸-۹ این آیین نامه در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی افزایش داد.



می تواند ساده باشد! (۵-۱-۱-۳)

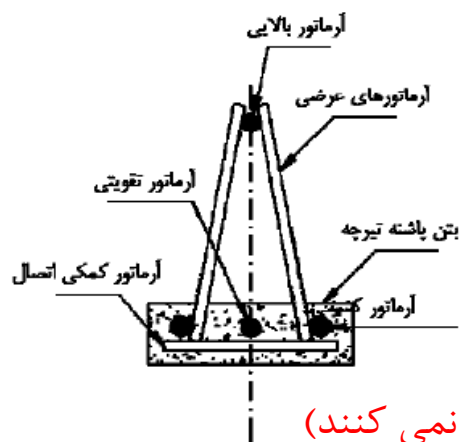
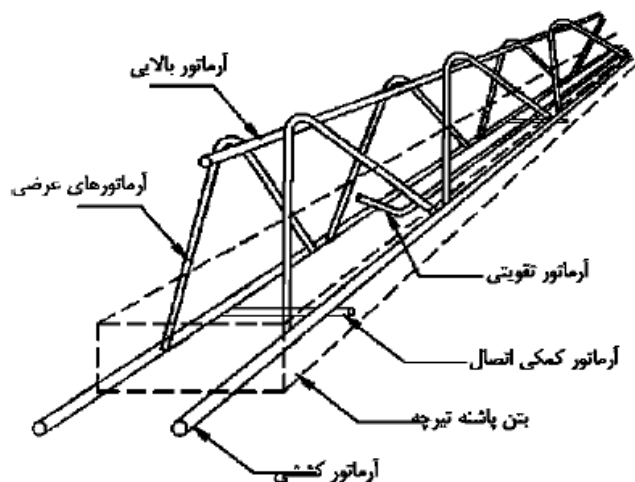




Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



تیرچه بلوک

۶-۲-۷-۱۱-۹ در سیستم‌هایی که از اجزای پرکننده دائمی، مانند بلوکهای سفالی و یا بتنی، در فواصل بین تیرچه‌ها استفاده می‌شود و مقاومت فشاری مصالح این اجزا حداقل برابر با مقاومت مشخصه بتن تیرچه‌ها است، باید ضوابط (الف) و (ب) به صورت زیر را اعمال نمود.

الف- ضخامت دال روی اجزای پرکننده نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و ۴۰ میلی متر کمتر اختیار شود.

۷-۲-۷-۱۱-۹ در سیستم‌هایی که از قالب موقت استفاده می‌شود، و نیز در حالتی که اجزای پرکننده مشمول ضابطه ی بند ۶-۲-۷-۱۱-۹ نمی‌شوند، ضخامت دال نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و ۵۰ میلی متر کمتر باشد.

۴-۲-۷-۱۱-۹ میلگردهای عمود بر تیرچه در دال فوقانی باید بر اساس خمش و با در نظر گرفتن بارهای متمرکز محتمل تأمین شوند. ضوابط حداقل و فواصل این میلگردها بر اساس ضوابط آرماتور افق و حرارت مطابق بخش ۴-۱۹-۹ تعیین می‌شوند.

۳-۲-۷-۱۱-۹ به منظور تأمین یک پارچگی سازه‌ای، حداقل یک آرماتور در پایین هر تیرچه باید پیوسته بوده و مهار کافی داشته باشد تا در تکیه‌گاه به تنش جاری شدن خود برسد.

۵-۲-۷-۱۱-۹ سیستم تیرچه‌های یک طرفه که مشمول ضوابط بندهای ۱-۱-۷-۱۱-۹ و

۱-۲-۷-۱۱-۹ نمی‌شوند، باید به صورت سیستم تیر و دال طراحی شود. (ضوابط ابعادی را تأمین نمی‌کنند)



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

تیرچه بلوک

محاسبات ۹۴

۱۹- کدامیک از تیرچه‌های بتنی زیر باید به صورت سیستم تیر و دال طراحی شوند؟

- ۱) تیرچه‌های با عرض ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع کل ۶۰۰ میلی‌متر و دارای فاصله آزاد بین تیرچه‌ها برابر ۶۵۰ میلی‌متر ✓
- ۲) تیرچه‌های با عرض ۱۲۰ میلی‌متر و ارتفاع کل ۴۰۰ میلی‌متر و دارای فاصله آزاد بین تیرچه‌ها برابر ۷۰۰ میلی‌متر
- ۳) تیرچه‌های با عرض ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع کل ۳۵۰ میلی‌متر و دارای فاصله آزاد بین تیرچه‌ها برابر ۷۵۰ میلی‌متر
- ۴) تیرچه‌های با عرض ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع کل ۴۵۰ میلی‌متر و دارای فاصله آزاد بین تیرچه‌ها برابر ۶۰۰ میلی‌متر

تمرین: محاسبات ۸۶

۳۷- در مورد تیرچه‌های بتنی کدامیک از جملات زیر صحیح است؟

- الف) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰۰ میلیمتر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد. ✓
- ب) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰۰ میلیمتر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از دو و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.
- ج) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۲۰ میلیمتر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.
- د) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۲۰ میلیمتر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از دو و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

پی‌ها

۹-۱۵-۲-۶ مقاطع بحرانی برای شالوده‌های سطحی و سر شمع‌ها ^{خمش}

۹-۱۵-۲-۶-۱ مقدار M_u بسته به نوع عضو متکی بر شالوده در مقاطع بحرانی به شرح جدول
۹-۱۵-۱ محاسبه می‌شود.

جدول ۹-۱۵-۱ محل مقطع بحرانی اعضای متکی به شالوده

عضو متکی	محل مقطع بحرانی
ستون یا ستون پایه	بر ستون یا ستون پایه
ستون با کف ستون فولادی	وسط فاصله‌ی بر ستون و لبه‌ی کف ستون فولادی
دیوار بتنی	بر دیوار
دیوار مصالح بنایی	وسط فاصله‌ی مرکز و بر دیوار بنایی



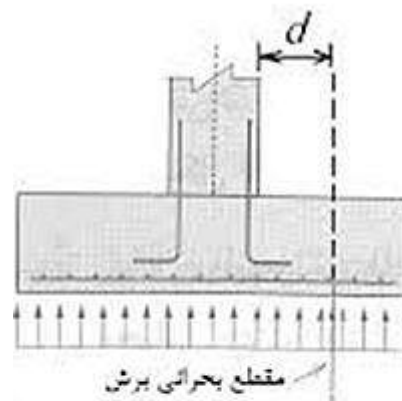
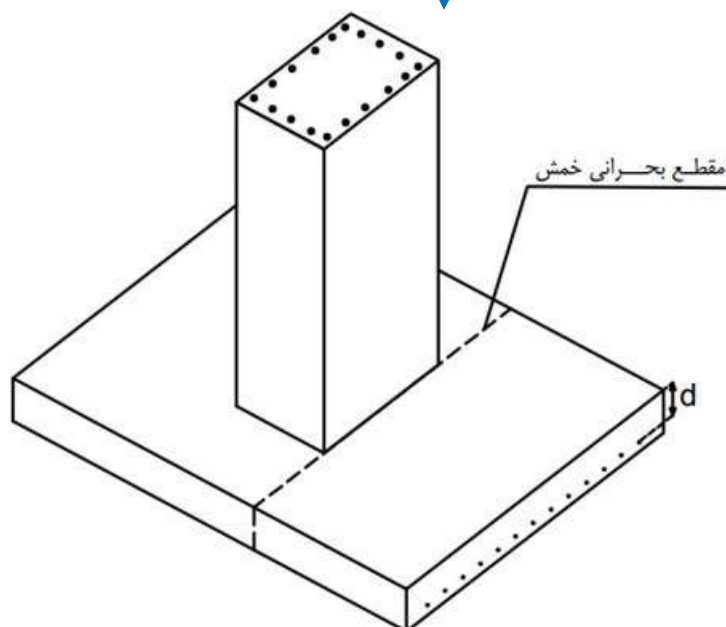
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

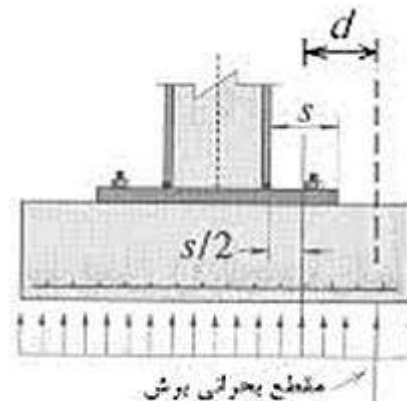
پی‌ها

واحد تهران شرق

۲-۶-۲-۱۵-۹ موقعیت مقطع بحرانی را برای برش ضریب‌دار در برش یک طرفه می‌توان به ۴-۴-۶-۱۰-۹ فاصله‌ی d از محل مقطع بحرانی M_u مطابق بندهای ۲-۴-۹-۹ و ۳-۴-۶-۱۰-۹ و در برش دو طرفه به فاصله‌ی $d/2$ از محل مقطع بحرانی M_u مطابق بند ۱-۴-۴-۶-۱۰-۹ تعیین نمود. غلط نامه: ۱-۶-۲-۱۵-۹



(الف)



(ب)



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

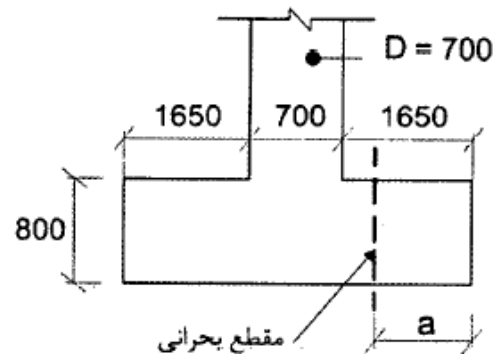
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۵-۲-۶-۳ ستون‌ها یا ستون پایه‌های بتنی با مقطع دایره یا چند ضلعی منظم را می‌توان به عنوان اعضای با مقطع مربعی با مساحت معادل برای محاسبه‌ی محل‌های مقاطع بحرانی لنگر، برش و طول مهارى میلگرد منظور نمود.

محاسبات ۹۷

۳۴- فرض کنید یک پی منفرد به ابعاد $4 \times 4 \times 0.8$ m در زیر یک ستون بتنی دایره‌ای به قطر 700 میلی‌متر قرار دارد. برای تعیین مقدار حداکثر لنگر خمشی در پی منفرد، فاصله مقطع بحرانی تا بر پی (a) برحسب میلی‌متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25، میلگردها از نوع S400 و در شکل ابعاد به میلی‌متر است. عمق موثر مقطع پی را برابر 700 میلی‌متر فرض کنید).



(۱) 1690

(۲) 1650

(۳) 1300

(۴) 950

$$\pi \times \frac{700^2}{4} = \dot{a}^2 \rightarrow \dot{a} = 620.2 \text{ mm} \rightarrow a = \frac{4000 - 620.2}{2} = 1689.9 \text{ mm}$$



واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۳-۱۵-۹ شالوده‌های سطحی

۱-۳-۱۵-۹ کلیات

۷-۱-۳-۱۵-۹ در تعیین میلگردهای حداقل خمشی در شالوده‌های سطحی، ضوابط دال‌های یک

طرفه برای شالوده‌های سطحی با عمل کرد یک طرفه، و ضوابط دال‌های دو طرفه برای شالوده‌های سطحی با عمل کرد دو طرفه ملاک محاسبه می‌باشند. تیرهای روی زمین و تیرهای باسکولی از ضوابط تیرها پیروی میکنند.

۹-۹ دال‌های یک طرفه

۶-۹-۹ آرماتور گذاری

۱-۶-۹-۹ حداقل آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ در وجه کششی، باید برابر با $0.0018A_g$ در نظر گرفته شود.

۱۰-۹ دال‌های دو طرفه

۷-۱۰-۹ آرماتور گذاری در دال‌ها

۲-۱-۷-۱۰-۹ حداقل آرماتور خمشی در دال‌های دو طرفه

الف- حداقل مساحت آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ برابر با $0.0018A_g$ بوده و یا از رابطه‌ی (۳-۱۰-۹) محاسبه می‌شود. این آرماتور باید در نزدیکی سطح کششی در جهت دهانه، و در عرض دال (b_{slab}) تعبیه شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

- مثال: پی گسترده به ضخامت $h=80\text{cm}$ و عمق موثر $d=73\text{cm}$ و میلگردهای طولی از نوع S400، و با فرض استفاده از $\phi 20$ به عنوان میلگرد طولی، حداکثر فاصله مجاز میلگردهای طولی در پی (جهت رعایت حداقل میلگرد خمشی) چقدر است؟

$$\frac{A_s}{A_g} = \frac{A_s}{Sh} = \frac{314\text{mm}^2}{S \times 800} \geq 0.0018 \quad \rightarrow \quad S < 218\text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{USE } \phi 20 @ 200\text{mm}$$

با توجه به اینکه به علت رفت و برگشتی بودن زلزله هر دو وجه پی ممکن است به کشش بیفتد، هم در وجه فوقانی و هم در وجه تحتانی حداقل میلگرد خمشی پی $\phi 20 @ 200\text{mm}$ خواهد بود

- مثال: در یک پی نواری به ابعاد $b \times h = 1500 \times 600\text{ mm}$ و عمق موثر پی برابر $d=530\text{ mm}$ ، میلگرد طولی از نوع S400 و با فرض استفاده از $\phi 20$ به عنوان میلگرد طولی، حداقل تعداد میلگردهای طولی را تعیین کنید.

$$\frac{A_s}{A_g} = \frac{A_s}{bh} = \frac{n \times 3.14 \times \frac{20^2}{4}}{1500 \times 600} \geq 0.0018 \quad n \geq 5.15 \quad \rightarrow \quad \text{USE } 6\phi 20$$

با توجه به اینکه به علت رفت و برگشتی بودن زلزله هم لنگر مثبت و هم لنگر منفی داشته باشیم، هم در وجه فوقانی و هم در وجه تحتانی می توان به عنوان حداقل از $6\phi 22$ استفاده شود (در مجموع $12\phi 22$).



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۳-۳-۳-۱۵-۹ در شالوده‌های سطحی منفرد مستطیلی، میلگردها باید مطابق بندهای (الف) و (ب) توزیع شوند؛

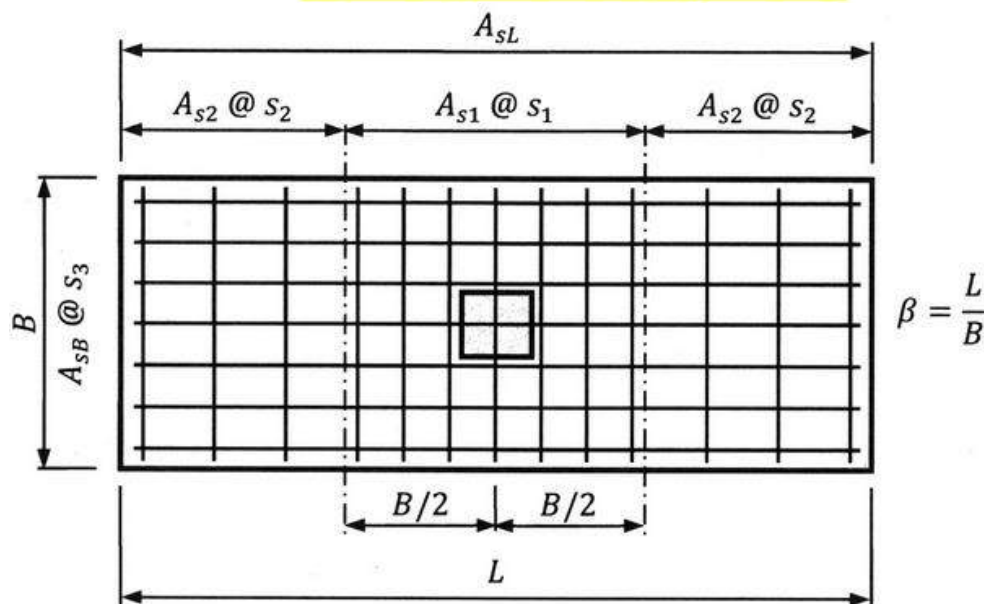
الف- میلگردها در جهت بلند باید به طور یک‌نواخت در کل عرض شالوده توزیع شوند.

ب- برای میلگردها در جهت کوتاه، بخشی از کل میلگرد $(\gamma_s A_s)$ باید به طور یک‌نواخت در نواری

به اندازه‌ی عرض شالوده با مرکزیت محور ستون یا ستون پایه توزیع شوند. باقی مانده‌ی میلگردها

در جهت کوتاه، $(1 - \gamma_s) A_s$ ، باید به طور یک‌نواخت در خارج از این نوار در شالوده توزیع شوند.

می‌باشد؛ که β نسبت طول جهت بلند به طول جهت کوتاه است. $\gamma_s = 2/(\beta + 1)$



$$A_{s1} = \left(\frac{2}{\beta + 1} \right) A_{sL} \quad A_{s2} = \frac{A_{sL} - A_{s1}}{2}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

سراسری ۹۶

۱۲۴- یک شالوده منفرد به شکل مستطیل با ابعاد 2×3 متر در پلان، بار ستونی به ابعاد مقطع $600 \times 600 \text{ mm}$ را در وسط خود به زمین منتقل می‌نماید. بر اساس محاسبات مقاومت خمشی، در امتداد عرضی 20 میلگرد به قطر هر یک 18 میلی‌متر لازم شده است. در توار عرضی به عرض یک متر و طول دو متر که به صورت متقارن نسبت به محور ستون و در زیرستون می‌باشد، چند میلگرد باید قرار گیرد؟

(۱) ۱۰

(۲) ۹

(۳) ۸

(۴) ۷

گزینه ۳

$$\gamma_s = \frac{2}{\left(\frac{3}{2} + 1\right)} = 0.8$$

تعداد میلگردها در 2 متر میانی پی 16 عدد می‌باشد:

$$0.8 \times 20 = 16$$

بنابراین در یک متر میانی باید 8 عدد میلگرد قرار داده شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۵-۳-۶-۲ کلاف‌های رابط بین شالوده‌های سطحی، باید برای نیروی کششی معادل ده

درصد بزرگ‌ترین نیروی محوری نهایی وارد به ستون‌های دو طرف خود طراحی شوند.

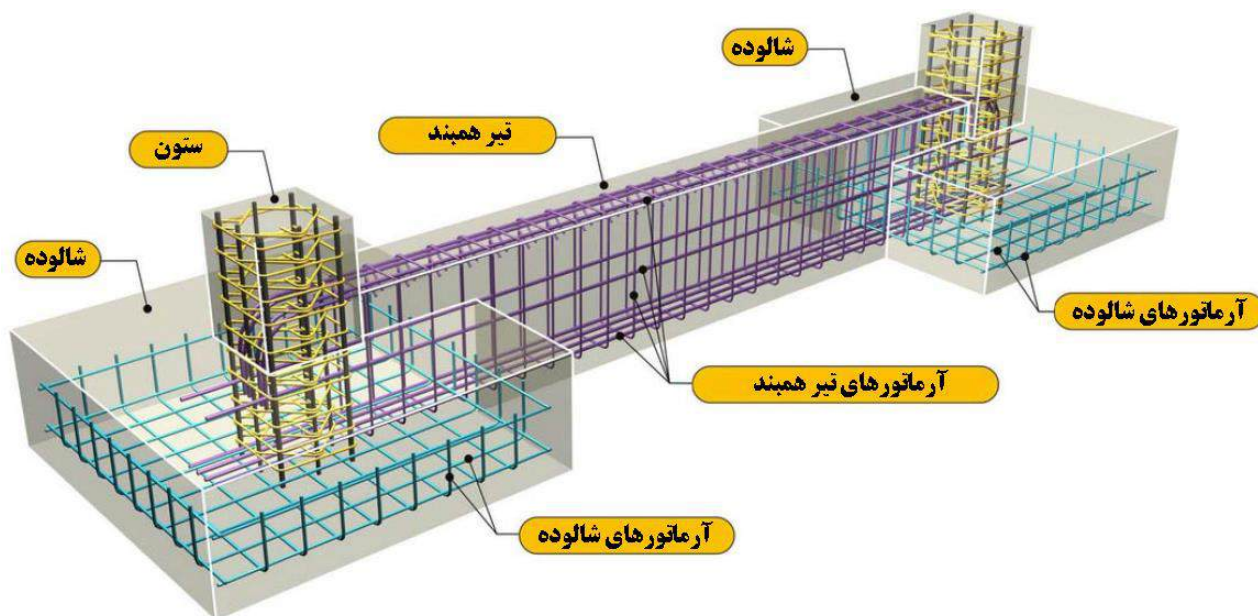
۹-۱۵-۳-۶-۳ ابعاد مقطع کلاف‌های رابط باید متناسب با ابعاد شالوده‌ی سطحی، و حداقل

۲۵۰ میلی متر اختیار شوند.

۹-۱۵-۳-۶-۴ تعداد میلگردهای طولی کلاف‌های رابط باید حداقل چهار عدد، و قطر آنها

حداقل ۱۲ میلی متر باشد. این میلگردها باید توسط میلگردهای عرضی به قطر حداقل ۶ میلی متر،

و با فواصل حداکثر ۲۵۰ میلی متر از یک دیگر در نظر گرفته شوند.





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۵-۴-۲ طراحی سازه‌ای شمع به روش مقاومت مجاز

۹-۱۵-۴-۱ شمع‌ها را می‌توان با استفاده از ترکیب بارهای روش تنش مجاز در انطباق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، و مقاومت‌های مجاز مطابق جدول ۹-۱۵-۲ طراحی نمود؛ به شرط آن که:

الف- شمع‌ها در تمام طول خود به طور جانبی مهار شده باشند.

ب- لنگرهای ایجاد شده در شمع‌ها ناشی از نیروهای وارده کمتر از لنگر ناشی از برون محوری اتفاقی به میزان ۵ درصد قطر یا عرض شمع باشند.

جدول ۹-۱۵-۲ حداکثر مقاومت مجاز فشاری شمع

نوع شمع	حداکثر مقاومت مجاز فشاری
شمع درجا ریز بدون غلاف	$P_a = 0.3f'_c A_g + 0.4f_y A_s$
شمع درجا ریز با غلاف فولادی نازک که مطابق ۹-۱۵-۴-۳ محصور شده نمی‌باشد.	$P_a = 0.33f'_c A_g + 0.4f_y A_s$
شمع درجا ریز محصور شده با لوله‌ی فولادی که مطابق ۹-۱۵-۴-۳ محصور شده می‌باشد.	$P_a = 0.4f'_c A_g$
شمع پیش ساخته	$P_a = 0.33f'_c A_g + 0.4f_y A_s$

تذکر: A_g سطح مقطع ناخالص می‌باشد و در صورتی که از جداره‌های موقتی یا دائم استفاده شود، وجه درونی غلاف به عنوان سطح خارجی مقطع در نظر گرفته می‌شود. A_s شامل مساحت غلاف فولادی نمی‌شود.

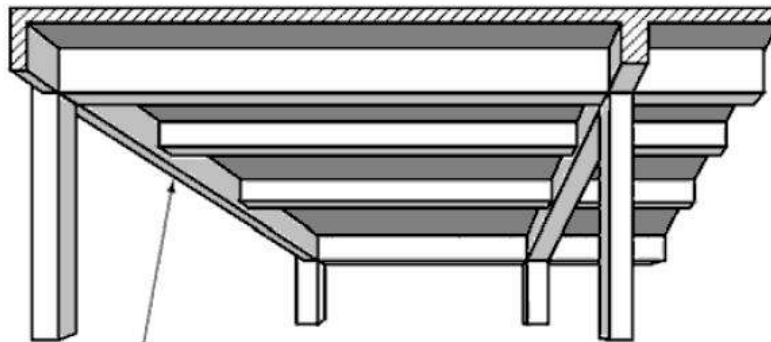


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

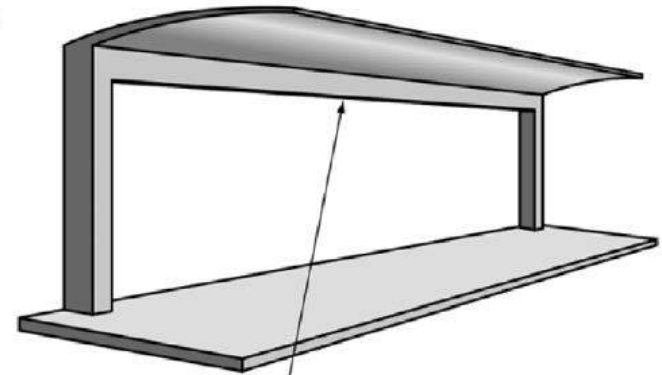
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

پیش

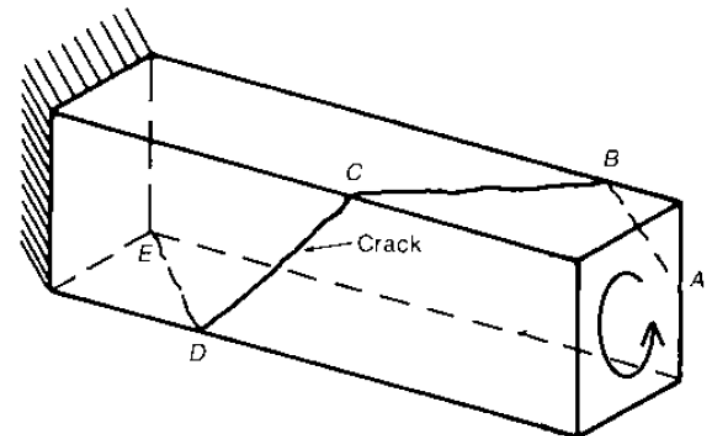
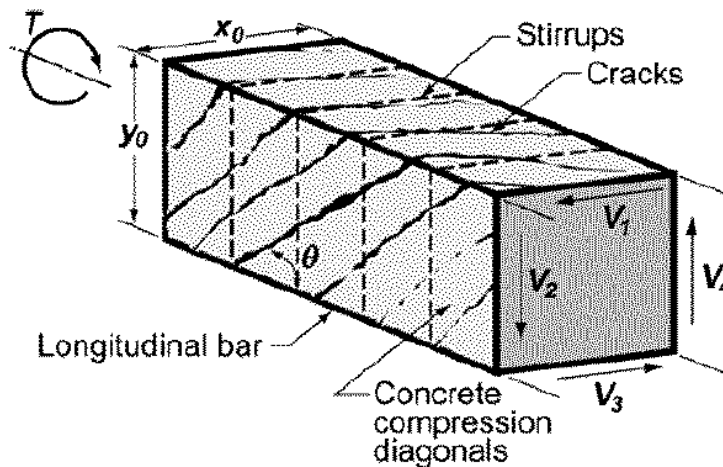
واحد تهران شرق



Design torque for this spandrel beam may be reduced because moment redistribution is possible



Design torque may **not** be reduced because moment redistribution is **not** possible





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۸-۶-۱-۲ ضوابط این بخش برای اعضای به کار می‌روند که در آن‌ها $T_u \geq \phi T_{th}$ باشد؛ که

ϕ ضریب کاهش مقاومت در پیچش بوده و برابر با ۰/۷۵ منظور می‌شود. همچنین T_{th} لنگر آستانه‌ی پیچش بوده و بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۸) محاسبه می‌گردد. چنان‌چه $T_u < \phi T_{th}$ باشد، می‌توان از اثرات پیچش صرف نظر نمود.

70 mpa

۹-۸-۶-۱-۳ در محاسبات پیچش، $\sqrt{f'_c}$ نباید بیش از ۸/۳ مگاپاسکال، و f_y و f_{yt} برای میلگردهای عرضی و طولی بر اساس حدود تعیین شده در فصل ۹-۴ نباید بیش‌تر از ۴۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شوند. (آرماتورهای طول نیز حداکثر باید AIII باشند)

پیچش تا این
مقدار ۳ درصد
از ظرفیت
برشی می
کاهد.

نکته: (۹-۸-۶-۲)
در مقاطع توخالی
به جای A_{cp} از
 A_g (سطح مقطع
ناخالص بدون
در نظر گرفتن سطح
حفره‌ها) استفاده
می‌شود!

$$T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$$

$$(T_{th} = 0.25 T_{cr})$$

$$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$$

N_u نیروی محوری
برای فشار، مثبت
برای کشش، منفی

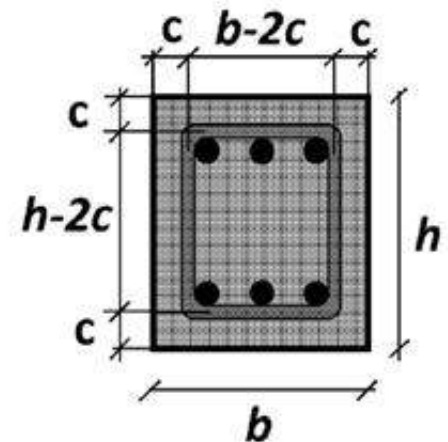
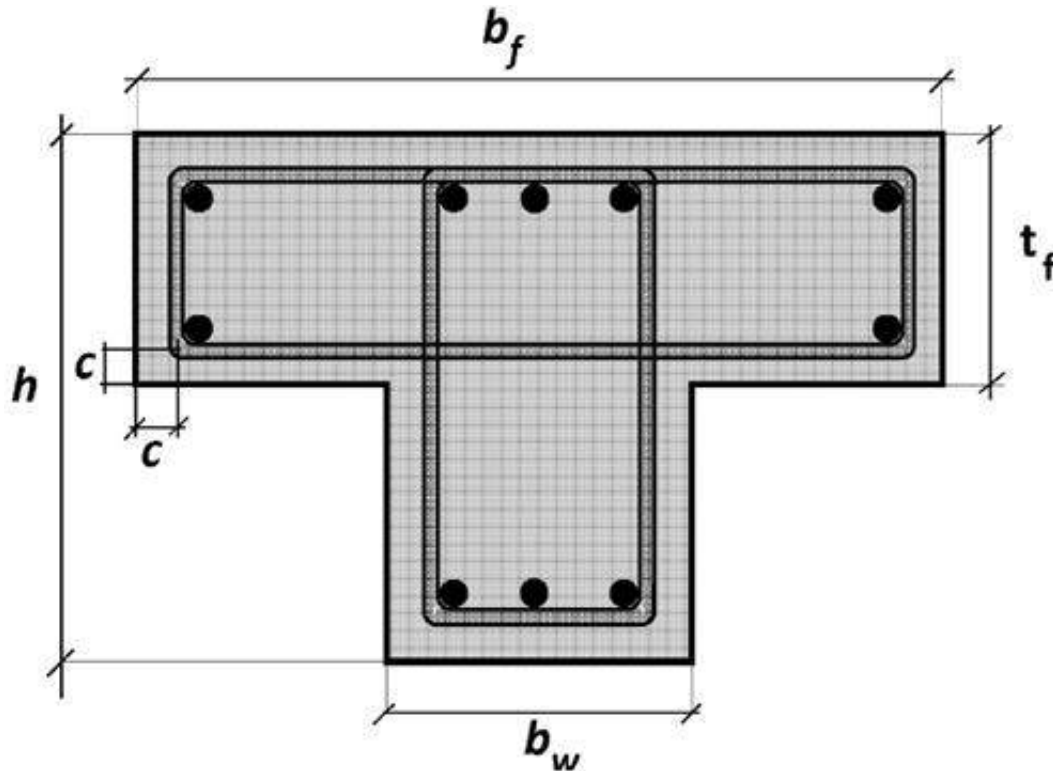


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

متغیرهای A_{cp} و p_{cp} به ترتیب مساحت محصور و محیط بیرونی ترین خطوط در برگیرنده‌ی مقطع می‌باشند.



$$A_{cp} = A_g = bh$$

$$p_{cp} = 2(b+h)$$

$$A_{cp} = A_g = b_w h + t_f (b_f - b_w)$$

$$p_{cp} = 2b_f + 2h$$



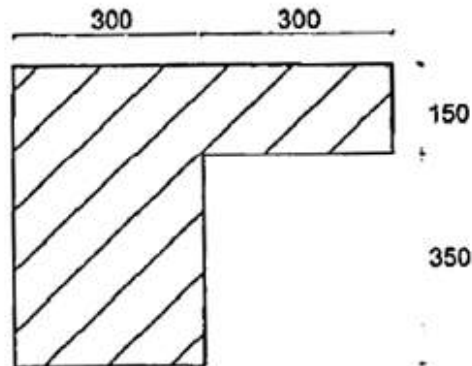
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

محاسبات ۹۵

۲۸- لنگر پیچشی ترک خوردگی مقطع بتنی معمولی درجا مطابق شکل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (نوع بتن C25 است و مقادیر بر روی شکل بر حسب میلی‌متر است.)



(۱) 21.35 kN.m

(۲) 17.35 kN.m

(۳) 16.25 kN.m

(۴) 23.45 kN.m

$$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) = 0.33\sqrt{25}\left(\frac{(300 \times 500 + 300 \times 150)^2}{500 \times 2 + 600 \times 2}\right) = 28.5 \text{ kN.m}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

محاسبات-۹۱

۱۲- در یک تیر بتن آرمه با مقطع مستطیلی به ارتفاع 50 cm و به پهنای 40 cm و با پوشش بتن 6 cm از مرکز آرماتورهای اصلی، چنانچه لنگر پیچشی نهایی برابر $T_u = 6 \text{ kN.m}$ باشد، میزان آرماتور عرضی لازم ناشی از پیچش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟
فرض کنید بتن از رده C25 و آرماتورها از رده S340 است.

(۲) $\Phi 10 @ 250$

(۱) $\Phi 10 @ 150$

(۴) به لحاظ پیچش نیازی به آرماتور عرضی نمی باشد.

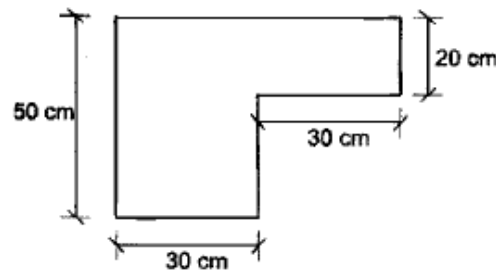
(۳) $\Phi 10 @ 350$

گزینه ۴:

$$T_u = 6 \text{ kN.m} < \phi T_{th} = 0.75 \times 0.083 \times 1 \times \sqrt{25} \left(\frac{(400 \times 500)^2}{1800} \right) = 6.91 \text{ kN.m}$$

محاسبات-۹۱

۲۲- در صورتی که رده بتن C25 باشد، لنگر پیچشی ترک خوردگی مقطع مطابق شکل (بر حسب kN.m) به کدام یک از اعداد زیر نزدیکتر است؟



(۱) 26

(۲) 22

(۳) 24

(۴) 28

$$T_{cr} = 0.33 \sqrt{25} \left(\frac{(200 \times 300 + 300 \times 500)^2}{2200} \right) = 33.07 \times 10^6 \text{ N.mm} = 33 \text{ kN.m}$$

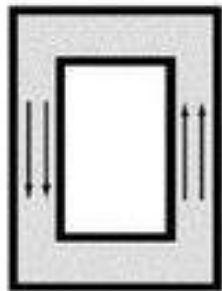


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

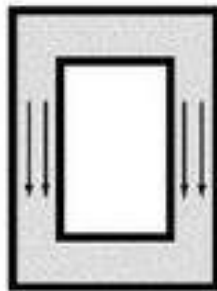
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

برش و پیچش در مقاطع توپر و توخالی

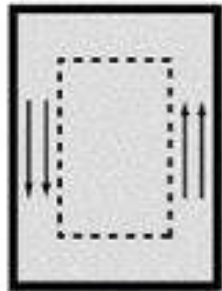


Torsional Stresses

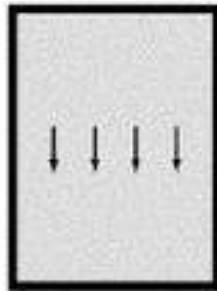


Shear Stresses

(a) Hollow Section



Torsional Stresses



Shear Stresses

(b) Solid Section

حداقل آرماتور پیچشی عرضی و طولی

۳-۵-۱۱-۹ حداقل آرماتور پیچشی

۱-۳-۵-۱۱-۹ حداقل آرماتور پیچشی در تمامی مناطقی که $T_u \geq \phi T_{th}$ است، باید تأمین شود.

۲-۳-۵-۱۱-۹ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل سطح مقطع آرماتور عرضی به صورت خاموت برشی و پیچشی بسته، $(A_v + 2A_t)_{\min} / s$ ، برابر با بیشترین مقدار (الف) و (ب) که در بند ۳-۲-۵-۱۱-۹ برای برش ذکر شد، در نظر گرفته می‌شود.

At : سطح مقطع
هر ساق

$$\frac{(A_v + 2A_t)_{\min}}{s} = \text{Max} \left(\begin{array}{l} 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \\ 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \end{array} \right)$$

۳-۳-۵-۱۱-۹ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل آرماتور طولی پیچشی، $A_{t,\min}$ ، کمترین مقدار (الف) و (ب) در نظر گرفته می‌شود:

$$A_{t,\min} = \text{Min} \left(\begin{array}{l} 0.42 \frac{\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad \text{(الف-۳-۱۱-۹)} \\ 0.42 \frac{\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{0.175 b_w}{f_{yt}} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad \text{(ب-۳-۱۱-۹)} \end{array} \right)$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۲۱-۶-۱-۶ خاموت‌هایی که به منظور پیچش یا یک‌پارچگی عضو بکار می‌روند، باید به صورت خاموت بسته و عمود بر امتداد طولی عضو باشند. در صورت استفاده از سیم‌های جوش شده، سیم عرضی باید عمود بر محور عضو باشد. مهار این خاموت‌ها با یکی از روش‌های زیر انجام می‌شود

الف- دو انتهای خاموت به قلاب ۱۳۵ درجه پیرامون میلگرد طولی ختم می‌شوند.

ب- در مواردی که بتن پیرامون مهار به دلیل وجود بال یا دال مستعد متلاشی شدن نیست، مهار را می‌توان با لحاظ نمودن الزامات ۹-۲۱-۶-۱-۳-الف یا ب، و یا ۹-۲۱-۶-۱-۴-تامین نمود.

الف: قلاب استاندارد (۹۰ درجه) دور میلگرد طولی

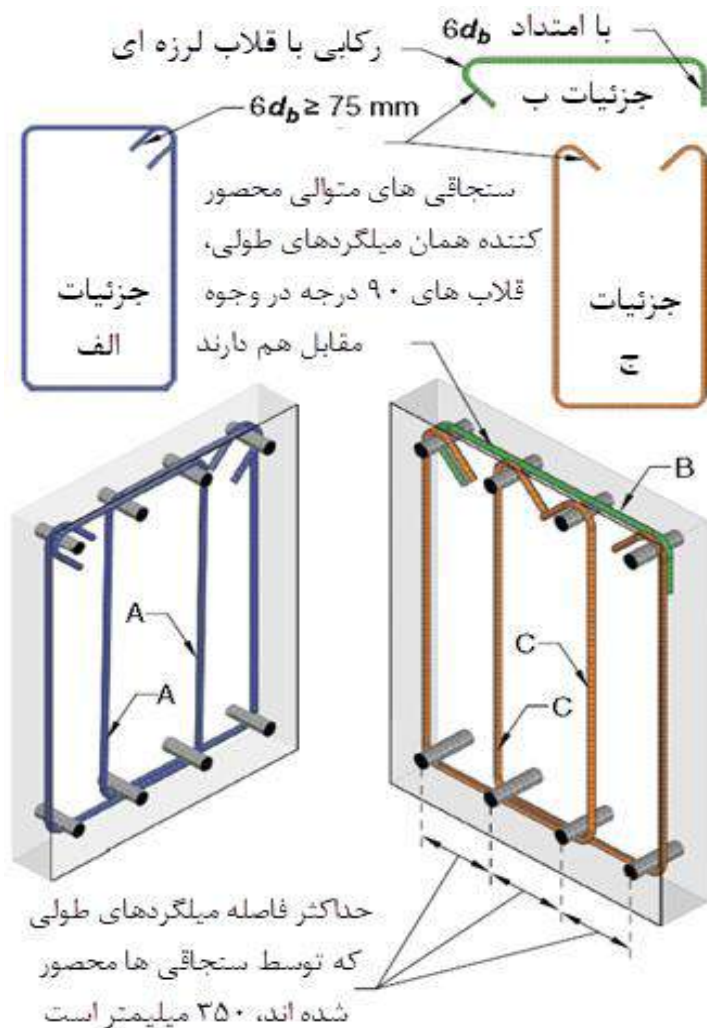
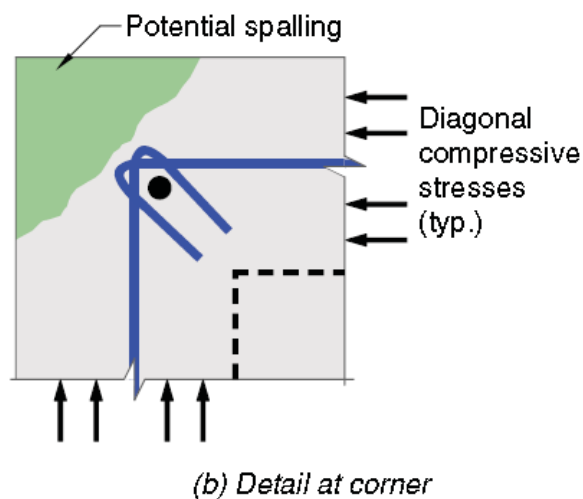
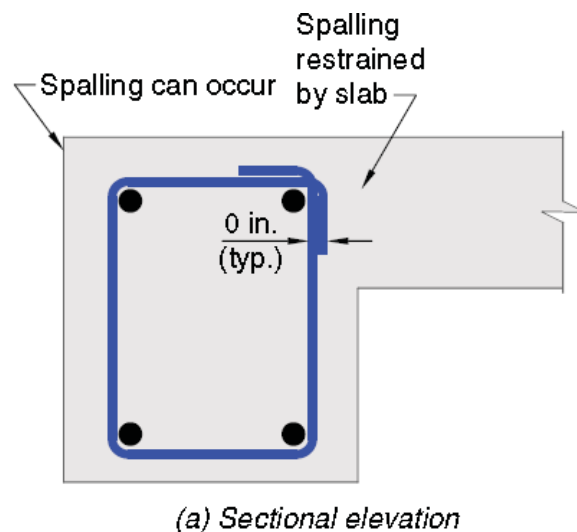
۹-۲۱-۶-۱-۷ خاموت‌هایی که به منظور پیچش یا یک‌پارچگی عضو به کار می‌روند، می‌توانند از دو جزء تشکیل شوند: یک خاموت ل۱ شکل با خم‌های ۱۳۵ درجه، و یک سنجاقی که خم ۹۰ درجه‌ای آن باید مجاور وجهی از عضو قرار گیرد که بتن به دلیل محصور شدگی ناشی از بال یا دال مستعد متلاشی شدن نیست.



واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق



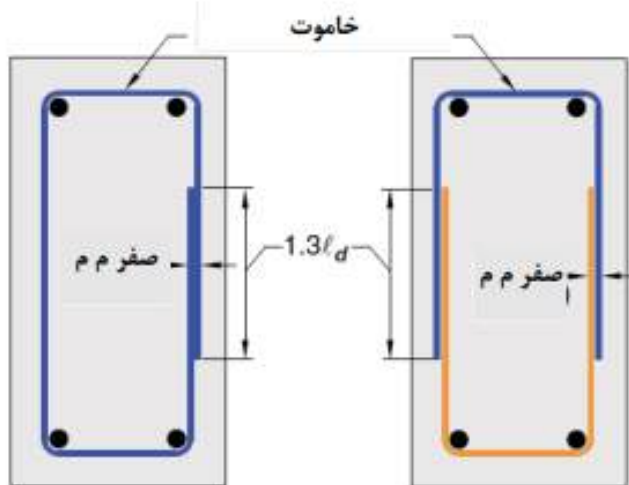


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ت ۸-۱-۶-۲۱ شکل ۱۵-۲۱ خاموت گذاری در این موارد را نشان می دهد.



۸-۱-۶-۲۱ به جز در مواردی که خاموت برای پیچش یا یکپارچگی عضو به کار می رود، خاموت بسته را می توان با استفاده از دو خاموت U شکل ساخت. طول وصله ساق خاموت های U شکل باید حداقل $1/3$ برابر طول مهاری، l_d ، باشد. هم چنین در اعضایی که عمق کل مقطع آن ها حداقل ۴۵۰ میلی متر و نیروی هر ساق (حاصل ضرب تنش تسلیم در سطح مقطع خاموت) کمتر از ۴۰ کیلو نیوتن است، وصله ساق ها، چنان چه در کل عمق عضو ادامه یابد، کافی تلقی می شود.

شکل ۱۵-۲۱ خاموت بسته بصورت دو تکه و یا با وصله پوششی



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

در این صورت در قابهای
خمشی متوسط هم باید از
قطر ۱۰ برای آرماتور عرضی
استفاده کرد.

۹-۱۱-۶-۴ آرماتورهای پیچشی طولی ← ۹-۱۱-۵-۳-۱

۹-۱۱-۶-۴-۱ اگر آرماتور پیچشی مورد نیاز باشند، آرماتورهای طولی پیچشی باید پیرامون مقطع در داخل محیط خاموت بسته و یا دورگیر به طور یک نواخت توزیع شوند. فاصله‌ی این آرماتورها از یک دیگر نباید بیش‌تر از ۳۰۰ میلی متر باشد. لازم است در هر گوشه‌ی خاموت بسته‌ی پیچشی حداقل یک آرماتور پیچشی طولی قرار داده شود. آرماتورهای پیچشی طولی باید قطری معادل $0.42/s$ برابر فاصله‌ی خاموت‌ها، 0.042 ، ولی نه کمتر از ۱۰ میلی متر داشته باشند.

۹-۱۱-۶-۴-۲ آرماتورهای پیچشی طولی پس از مقطعی که بر اساس محاسبه به آرماتور پیچشی نیازی ندارد، باید حداقل به اندازه‌ی $b_f + d$ امتداد یابند. آرماتورهای پیچشی طولی باید در هر دو انتهای تیر مهار شوند.

فواصل تنگهای پیچشی

۹-۱۱-۶-۵-۸ فاصله‌ی بین آرماتورهای پیچشی عرضی نباید بیش‌تر از دو مقدار $p_h/8$ و ۳۰۰ میلی متر اختیار شود.

۹-۱۱-۶-۵-۹ در مقاطع توخالی تحت اثر پیچش، فاصله‌ی محورهای اضلاع خاموت بسته‌ی پیچشی تا وجه داخلی مقطع نباید کمتر از $0.5A_{oh} / p_h$ باشد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۸-۶-۳ مقاومت پیچشی تامین شده در عضو و محدودیت ابعاد

$$T_u \leq \phi T_n$$

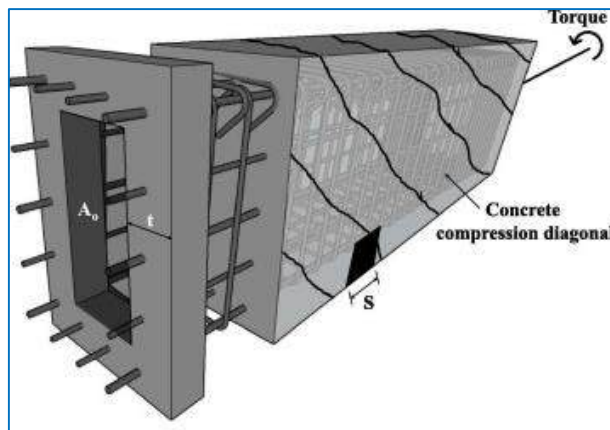
$\phi = 0.75$

$$T_n = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2A_0A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \\ \frac{2A_0A_\ell f_y}{p_h} \tan \theta \end{array} \right.$$

کنترل کننده آرماتور عرضی

کنترل کننده آرماتور طولی

در این رابطه‌ها، A_0 سطح مقطع ناخالصی است که با مسیر جریان برش پیچشی احاطه می‌شود؛ و با استفاده از تحلیل و با فرض مقطع جدار نازک تعیین می‌گردد. همچنین می‌توان فرض نمود که $A_0 = 0.85A_{oh}$ باشد؛ که A_{oh} مساحت محصور به بیرونی‌ترین خاموت‌های بسته‌ی پیچشی است. از طرفی زاویه‌ی θ نباید کمتر از ۳۰ درجه و بزرگ‌تر از ۶۰ درجه تعیین شود؛ همچنین می‌توان فرض نمود که $\theta = 45^\circ$ باشد. همچنین متغیر A_t مقدار سطح مقطع یک ساق از خاموت بسته‌ای است که در مقابل پیچش مقاومت می‌کند؛ A_ℓ سطح مقطع میلگردهای طولی پیچشی است، و p_h محیط خط میانی بیرونی‌ترین خاموت بسته است.

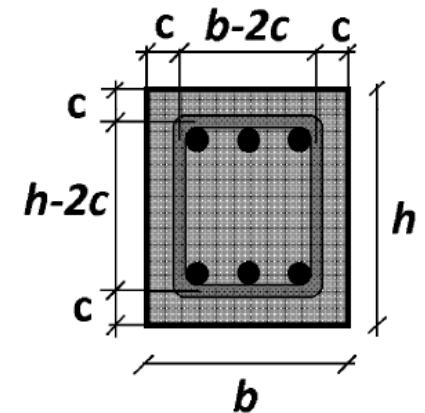
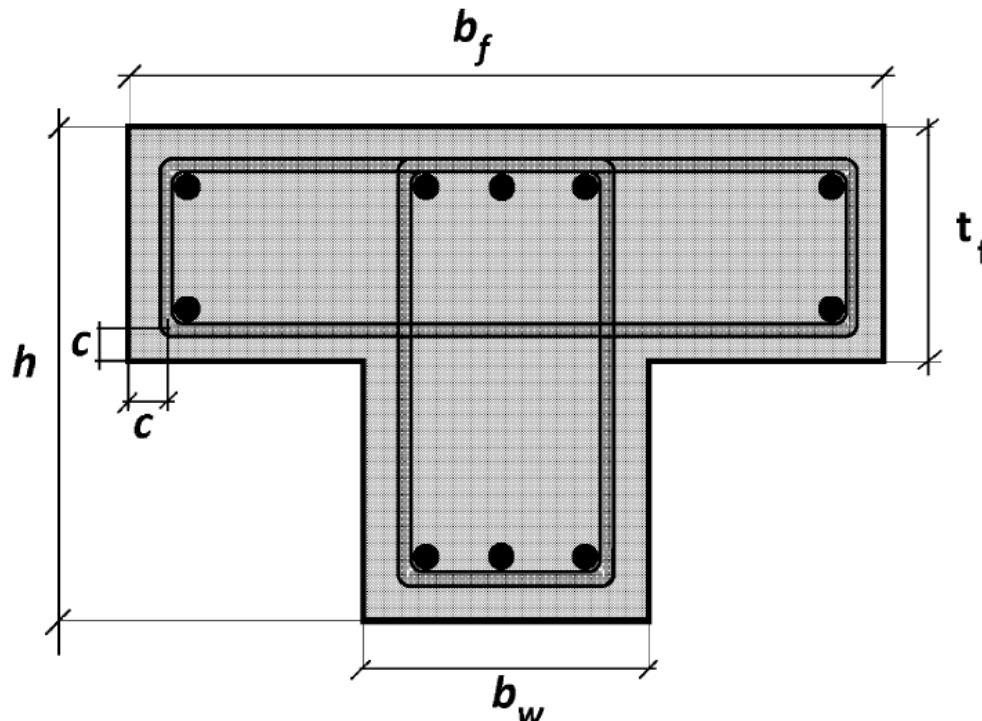




واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق



$$A_{cp} = A_g = b_w h + t_f (b_f - b_w)$$

$$P_{cp} = 2 b_f + 2h$$

$$A_{oh} = (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c)(b_f - 2c - b_w)$$

$$P_h = 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c)$$

$$A_{cp} = A_g = bh$$

$$P_{cp} = 2(b + h)$$

$$A_{oh} = (b - 2c)(h - 2c)$$

$$P_h = 2(b - 2c) + 2(h - 2c)$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

محاسبات ۹۵

۲۷- مقطع مستطیل شکل بتن آرمه به ابعاد $b=300 \text{ mm}$, $h=500 \text{ mm}$ پوشش بتن برابر 50 mm با خاموت بسته $\Phi 10 @ 100 \text{ mm}$ ، نوع بتن C25 و نوع فولاد خاموت S340 مفروض است. با فرض قابل قبول بودن آرماتورهای طولی مقطع، و در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق تر، لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی بر حسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

۳۵ (۴)

۴۱ (۳)

۲۲ (۲)

۲۸ (۱)

پاسخ: 25 kN.m

$$\begin{cases} A_{oh} = 390 \times 190 = 74100 \text{ mm}^2 \\ P_h = 2(390 + 190) = 1160 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_0 = 0.85 A_{oh}$$

محاسبه مقاومت پیچشی مقطع:

$$\phi T_n = 0.75 \times \text{Min} \left\{ \frac{2 \times 0.85 \times 74100 \times \pi \times \frac{10^2}{4} \times 340}{100} = 33.62 \text{ kN.m} \right. \\ \left. \text{با فرض قابل بودن آرماتورهای طولی} \right\} = 25.2 \text{ kN.m}$$

کنترل پیچش حداکثر:

$$\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} < 0.75 \times (0.17 \sqrt{25} + 0.66 \sqrt{25}) = 3.11 \text{ MPa} \rightarrow T_u < \frac{1.7 \times 74100^2}{(1160)} \times 3.11 = 25 \text{ kN.m}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

حداکثر مقدار مجاز پیچش (برش و پیچش)

۸-۹-۶-۳-۲ ابعاد سطح مقطع باید طوری تعیین شوند که رابطه‌های زیر تامین گردند:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right) \quad \text{الف- برای مقاطع توپر:}$$

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right) \quad \text{ب- برای مقاطع تو خالی:}$$

۸-۹-۶-۳-۳ برای مقاطع تو خالی که ضخامت جداره‌ی آن‌ها در پیرامون محیط تغییر می‌کند،

رابطه‌ی (۸-۹-۳۱-ب) باید در موقعیتی که عبارت $\left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)$ به مقدار حداکثر می‌رسد، ارزیابی گردد.

۸-۹-۶-۳-۴ برای مقاطع تو خالی که ضخامت جداره کم‌تر از A_{oh} / p_h است، عبارت

$$\left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right) \text{ در رابطه‌ی (۸-۹-۳۱-ب)، باید با عبارت } \left(\frac{T_u}{1.7 A_{oh} t} \right) \text{ جای‌گزین شود؛ که در آن}$$

t ضخامت دیواره‌ی مقطع تو خالی در موقعیتی است که تنش در آن کنترل می‌شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

اثر همزمان خمش-برش-پیچش

۹-۱۱-۴-۶ آرماتورهای طولی و عرضی مورد نیاز برای پیچش را باید به آرماتورهای لازم برای برش، خمش و نیروی محوری نهایی که به صورت ترکیبی با پیچش عمل می کنند، اضافه نمود.

محاسبات ۸۷

۴۵- چنانچه برای مقابله با پیچش و برش در یک تیر بتنی از تنگ بسته استفاده شده باشد و سطح مقطع آرماتور عرضی لازم برای برش برابر A_v و سطح مقطع آرماتور عرضی لازم برای پیچش برابر A_p باشد سطح مقطع یکی از شاخه های تنگ به کار رفته در مقطع کدامیک از مقادیر زیر باید باشد؟

گزینه ۲	$\frac{A_v}{2} + A_p$ (۲)	$\frac{A_v}{2} + \frac{A_p}{2}$ (۱)
	$A_v + A_p$ (۴)	$A_v + \frac{A_p}{2}$ (۳)

پیچش نامعین

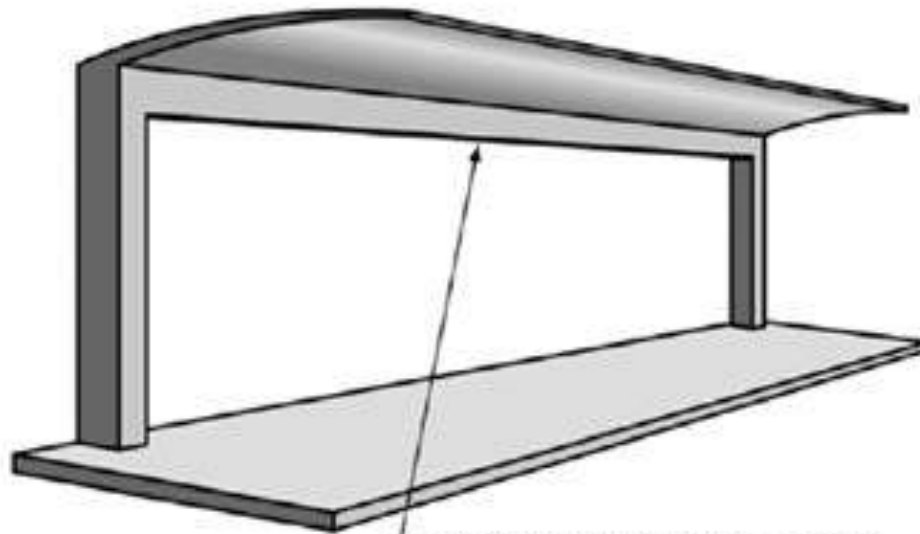
۹-۱۱-۳-۶ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز توزیع نیروهای داخلی در عضوی از یک سازه ی نامعین وجود داشته باشد (پیچش همسازی)، اجازه داده می شود حداکثر لنگر پیچشی نهایی بر اساس بند ۹-۸-۶-۱-۴ به ϕT_{cr} کاهش داده شود. در این حالت لازم است اثرات لنگرها و برش های تعدیل یافته ی عضو در سایر اعضای مجاور، با استفاده از رابطه ی تعادل، محاسبه شده و در طراحی به کار گرفته شوند. لنگر پیچشی ترک خوردگی، T_{cr} ، بر اساس بند ۹-۸-۶-۲-۲ محاسبه می شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



کاهش مقاومت پیچشی تیر لبه
امکان پذیر نیست!



کاهش مقاومت
پیچشی تیرهای لبه
امکان پذیر است!



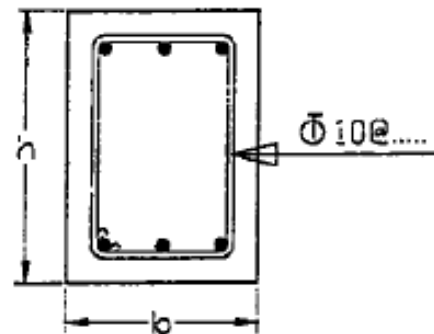
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

تمرین: محاسبات ۸۹

۳۲- در یک تیر بتنی مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز برای برش برابر $۱۰/۴۷$ سانتیمتر مربع در هر متر طول و مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز برای پیچش $۵/۲۳$ سانتیمتر مربع در هر متر طول محاسبه شده است. کدامیک از آرایش‌های زیر برای آرماتور عرضی این تیر صحیح می‌باشد؟



- ۱) $\Phi 10 @ 5 \text{ cm}$
- ۲) $\Phi 10 @ 7.5 \text{ cm}$
- ۳) $\Phi 10 @ 12.5 \text{ cm}$
- ۴) $\Phi 10 @ 15 \text{ cm}$

گزینه ۲

میزان آرماتور عرضی لازم برابر است با:

$$\frac{A_v}{S} + 2 \frac{A_t}{S} = \frac{10.47}{100} + 2 \frac{5.23}{100} = 0.209 \text{ cm}$$

گزینه دوم همین مقدار را تأمین می‌کند:

$$\frac{A_v}{S_{\Phi 10 @ 7.5}} = \frac{2 \times 3.14 \times 0.5^2}{7.5} = 0.209 \text{ cm}$$

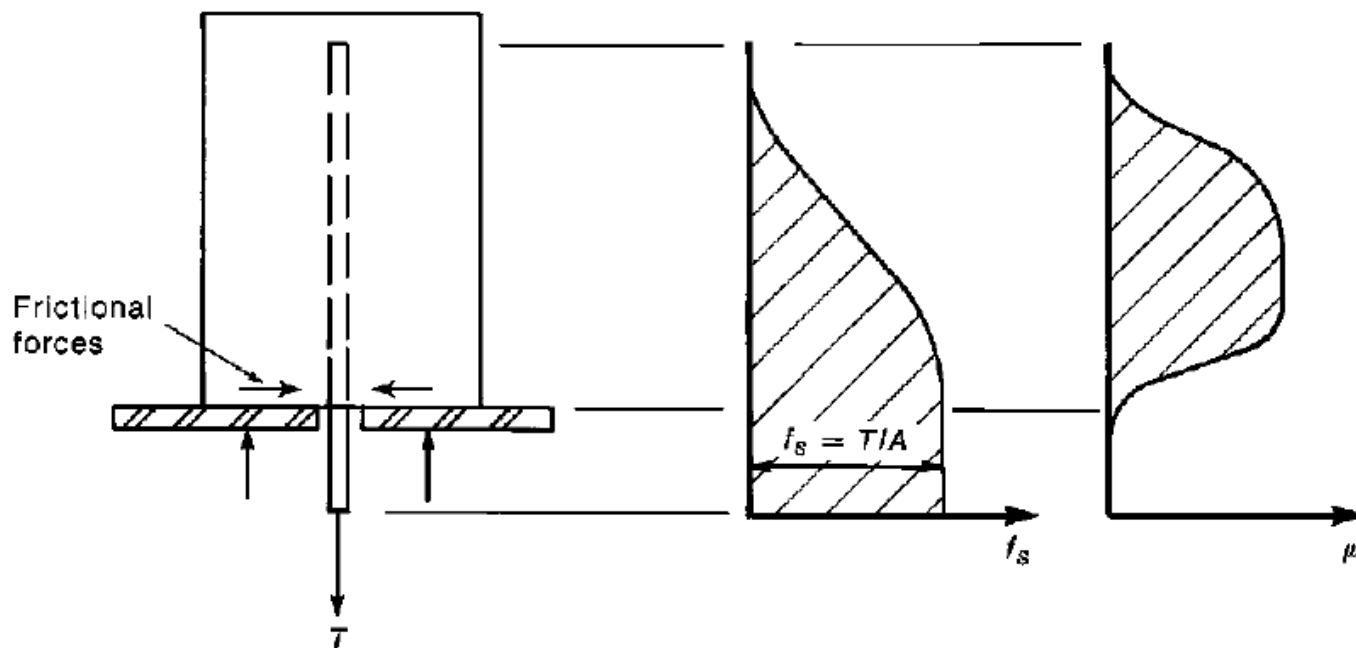
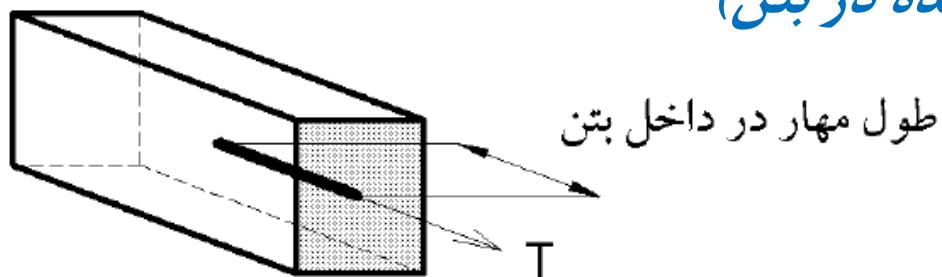


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مهار آرماتور (تعبیه شده در بتن)



(a) Test method.

(b) Bar stress.

(c) Bond stress.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مهار آرماتور (تعبیه شده در بتن)

۹-۲۱-۳-۱-۲ در تمامی اعضای بتن آرمه، نیروهای کششی و فشاری میلگرد در هر مقطع باید به وسیله‌ی مهار میلگرد در دو طرف مقطع مورد نظر به بتن منتقل شوند. مهار میلگرد به یکی از روش‌های زیر امکان پذیر است.

الف- مهار متکی بر پیوستگی بین بتن و سطح جانبی میلگرد که با تامین طول گیرایی کافی حاصل می‌شود.

ب- مهار با قلاب استاندارد که با تامین طول گیرایی تعریف شده برای قلاب‌ها حاصل می‌شود.

پ- مهار مبتنی بر فشار اتکایی که با تامین تکیه‌گاه اتکایی برای میلگرد حاصل می‌شود، نظیر میلگرد سر دار.

ت- مهار مکانیکی که با تامین ابزارهای مکانیکی اضافی حاصل می‌شود.

ث- ترکیبی از موارد فوق بر اساس نتایج آزمایش‌های مورد تایید.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

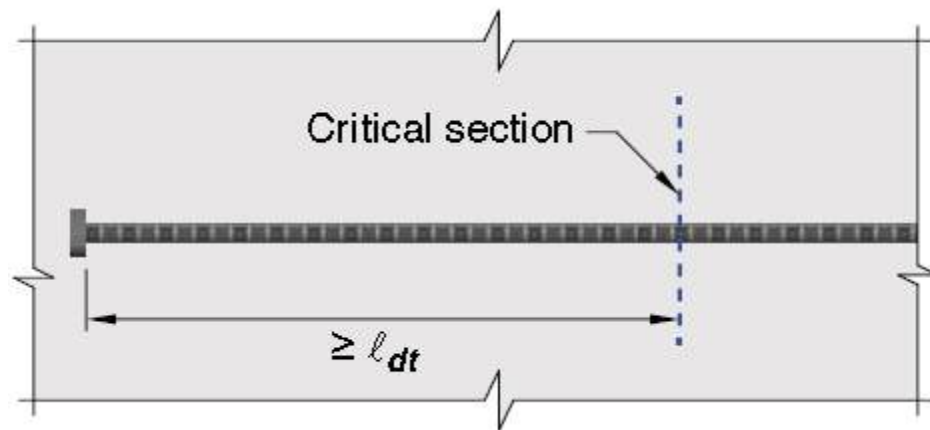
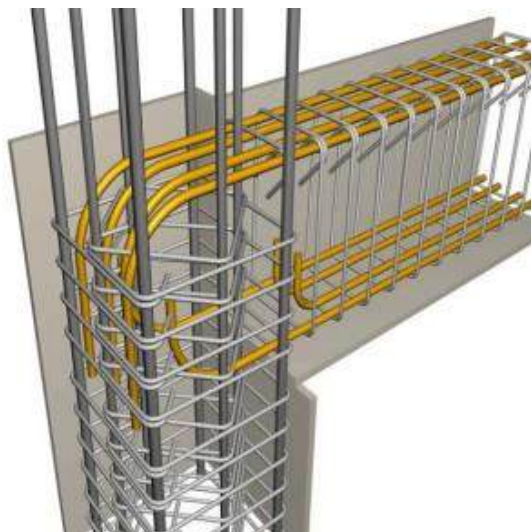
مهار آرماتور (تعبیه شده در بتن)

۹-۲۱-۳-۱-۳ قلاب یا انتهای سر دار نباید برای مهار میلگرد در فشار به کار رود.

۹-۲۱-۳-۱-۴ در محاسبه‌ی طول گیرایی، نیازی به اعمال ضریب کاهش مقاومت ϕ نیست.

۹-۲۱-۳-۱-۵ در محاسبه‌ی طول گیرایی، مقدار $\sqrt{f'_c}$ نباید از $8/3$ مگاپاسکال تجاوز نماید.

۹-۲۱-۳-۱-۶ در محاسبه طول گیرایی، λ ضریب بتن سبک برای بتن سبک 0.75 و برای بتن معمولی 1.0 در نظر گرفته می شود.



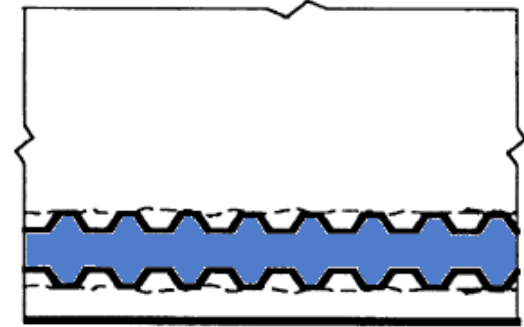
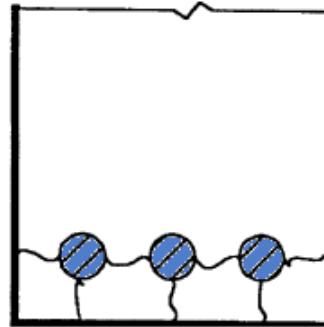
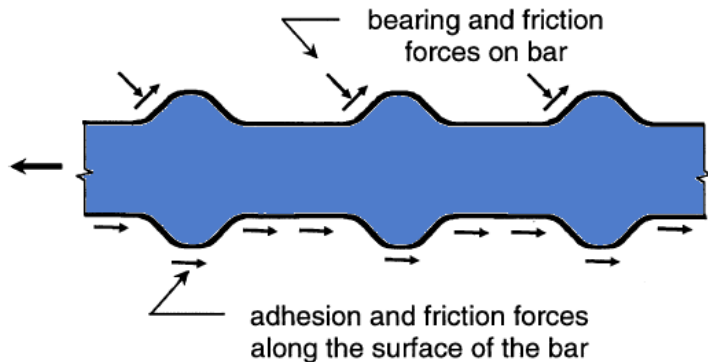


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مهار آرماتور (تعبیه شده در بتن) - مقاومت پیوستگی



$$u = 20 \frac{\sqrt{f'_c}}{d_b} \leq 5.52 \text{ MPa}$$

در بار استاتیکی نهایی

ACI 408R-03

در بار دینامیکی چرخه ای زیاد ۶۰ درصد مقدار فوق

ACI 408.2R-92
(Reapproved 1999)

For No. 6 (19) bars and smaller

$$u = 0.13 \sqrt{f'_c} < 2.1 \text{ MPa}$$

For No. 7 (22) bars and larger

$$u = 0.11 \sqrt{f'_c} < 2.1 \text{ MPa}$$

در بار دینامیکی چرخه ای زیاد
(در حالت بهره برداری)

ACI 408.2R-12



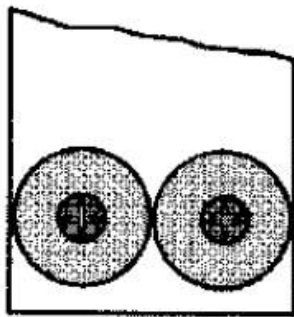
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

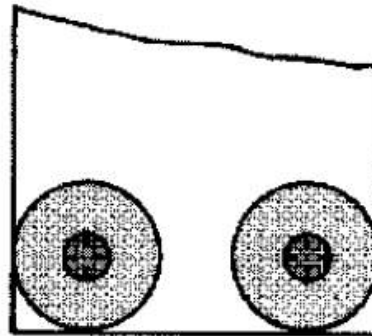
واحد تهران شرق

مهار آرماتور (تعبیه شده در بتن) - اشکال گسیختگی ناشی از تنش

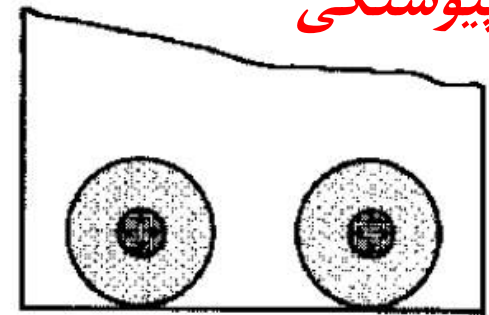
پیوستگی



(a) Side cover and half the bar spacing both less than bottom cover.



(b) Side cover = bottom cover, both less than half the bar spacing.



(c) Bottom cover less than side cover and half the bar spacing.



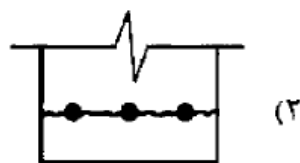
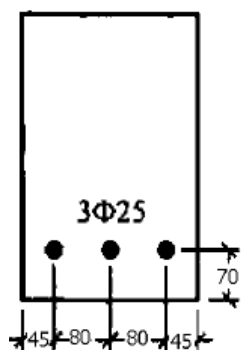
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

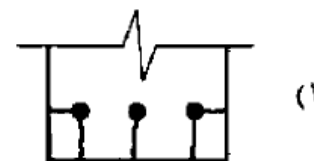
واحد تهران شرق

سراسری ۹۴

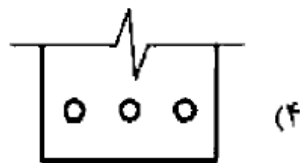
۱۱۷- در صورتی که مقطع تیر زیر دچار گسیختگی ناشی از تنش پیوستگی بین فولاد و بتن گردد، کدام یک از حالات زیر محتمل تر است؟ (اندازه‌ها به میلیمتر است)



(۲)



(۱)



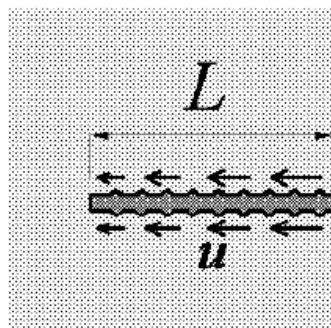
(۴)



(۳)

برون کشیدگی میلگرد از بتن

گزینه ۲



$$f_s = f_y$$

$$u_{avg} \times L \times \pi D = \frac{\pi D^2}{4} F_y \quad \rightarrow \quad u_{avg} = \frac{DF_y}{4L}$$



میلگرد کششی بدون قلاب

۹-۲۱-۳-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۳-۱ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش، d نباید کمتر از مقادیر زیر گرفته شود

الف- طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از رابطه‌ی

(۹-۲۱-۱)، یا بر اساس ضوابط ساده شده‌ی بند ۹-۲۱-۳-۲ محاسبه نمود.

$$l_d = \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (9-21-1)$$

c_b کوچک‌ترین فاصله‌ی مرکز میلگرد یا سیمی که مهار می‌شود تا نزدیک‌ترین روبه‌ی بتن، و یا نصف فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها و یا سیم‌هایی که مهار می‌شوند، است.

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{sn}$$

نسبت $(c_b + K_{tr})/d_b$ که نشان‌گر اثرات محصور شدگی است، نباید بیش از ۲/۵ در نظر گرفته شود.

n تعداد میلگردها یا سیم‌هایی است که دارای مهار یا وصله‌ی پوششی در طول صفحه‌ی شکاف خوردگی می‌باشند.

A_{tr} سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در فاصله‌ی s

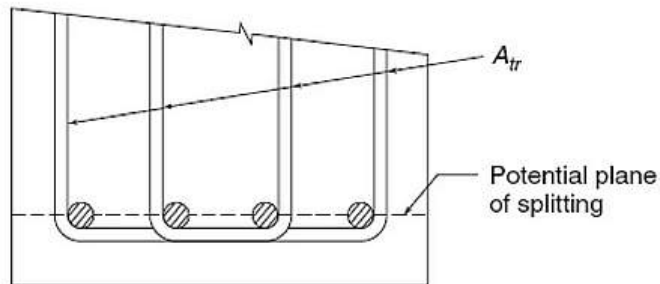
استفاده از مقدار صفر برای K_{tr} حتی در صورت وجود یا نیاز به آرماتور عرضی محصور کننده مجاز است.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



Definition of A_{tr}

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn}$$

رابطه ۲-۲۱

c_b	مقدار کمتر از: (الف) فاصله مرکز میلگرد یا سیم تا نزدیکترین سطح بتن و (ب) نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردها یا سیم‌هایی که مهار می‌شوند.
K_{tr}	شاخص آرماتور عرضی.

For example, bars or wires with **minimum clear cover not less than $2d_b$** and **minimum clear spacing not less than $4d_b$** and without any confining reinforcement would have a $(c_b + K_{tr})/d_b$ value of 2.5

A_{tr} سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در فاصله s و n تعداد میلگردها یا سیم‌هایی است که دارای مهار یا وصله پوششی در طول صفحه شکاف خوردگی می‌باشند.

فاصله مرکز میلگرد تا رویه بتن برابر است با:

$$\text{Cover to rebar center} = 50 + 12 + 12.5 = 74.5 \text{ mm}$$

فاصله مرکز تا مرکز میلگردهای کششی از هم برابر است با:

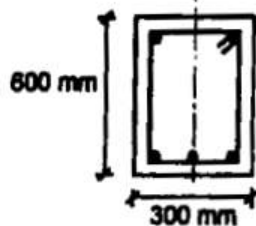
$$S_{bar \text{ to bar}} = \frac{300 - 74.5 \times 2}{2} = 75.5 \rightarrow c_b = \text{Min} \left(74.5, \frac{75.5}{2} \right) = 37.75 \text{ mm}$$

$$K_{tr} = \frac{40(2\pi \times 6^2)}{150 \times 3} = 20.1 \text{ mm}$$

$$\frac{k_{tr} + c_b}{d_b} = \frac{20.1 + 37.75}{25} = 2.3$$

مثال:

$$A_s = 3\Phi 25$$



$\Phi 12 @ 150 \text{ mm}$

پوشش بتن
50 میلی‌متر



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۲۱-۳-۲ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش بر
اساس جدول ۹-۲۱-۳ تعیین می‌شوند؛ ولی در هر حال لازم نیست حاصل ضرب $\psi_t \psi_s$ بیش از

۱/۷ در نظر گرفته شود.

جدول ۹-۲۱-۳ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

مقدار ضریب	شرایط	ضریب اصلاح
۱/۰	فولاد $S420$ و $S400$ $S350$ $S340$	ψ_g ضریب رده‌ی فولاد
۱/۱۵	فولاد $S520$ و $S500$	
۱/۵	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی، با پوشش بتن کم‌تر از سه برابر قطر میلگرد، و یا فاصله‌ی آزاد بین میلگردها کم‌تر از شش برابر قطر میلگرد	ψ_e ضریب پوشش
۱/۲	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی در سایر حالات	
۱/۰	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	
۱/۰	برای میلگردها و سیم‌های با قطر ۲۰ میلی متر و بیش‌تر	ψ_s ضریب اندازه
۰/۸	برای میلگردها و سیم‌های با قطر کم‌تر از ۲۰ میلی متر	
۱/۳	برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلی متر بتن تازه در زیر آن‌ها ریخته می‌شود	ψ_t ضریب موقعیت
۱/۰	برای سایر میلگردها	



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۲۱-۳-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۳-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از جدول

۹-۲۱-۴ تعیین نمود. در هر صورت حداقل طول گیرایی بند ۹-۲۱-۳-۲-۱-ب باید تامین شود.

جدول ۹-۲۱-۴ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

ساده شده:

(با فرض مخرج رابطه ۹-۲۱-۱ برابر ۱.۵)

قطر میلگرد یا سیم		فاصله‌ی آزاد و پوشش
کوچک‌تر از ۲۰ میلی متر	بزرگ‌تر یا مساوی ۲۰ میلی متر	
$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g}{2.1\lambda} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g}{1.7\lambda} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$	فاصله‌ی آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول گیرایی یا وصله، حداقل برابر با قطر میلگرد بوده؛ و خاموت یا تنگ حداقل آیین نامه‌ای در طول گیرایی تامین شده‌اند؛ یا فاصله‌ی آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول گیرایی یا وصله، حداقل دو برابر قطر میلگرد بوده؛ و پوشش روی میلگرد حداقل برابر با قطر میلگرد است.
$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g}{1.4\lambda} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g}{1.1\lambda} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$	سایر موارد

Clear spacing of bars or wires
being developed or lap spliced
not less than d_b , **clear cover**
at least d_b , and stirrups or ties
throughout ℓ_d not less than the
Code minimum



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

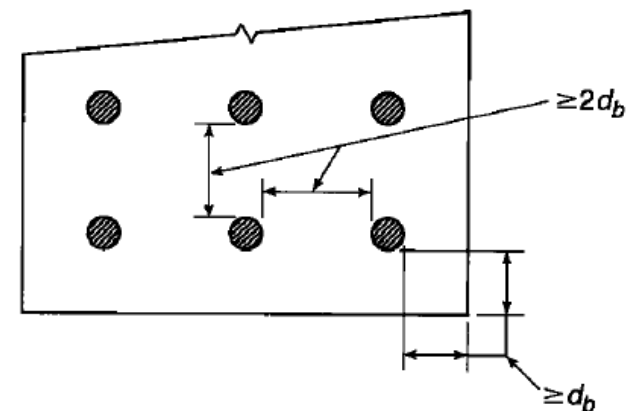
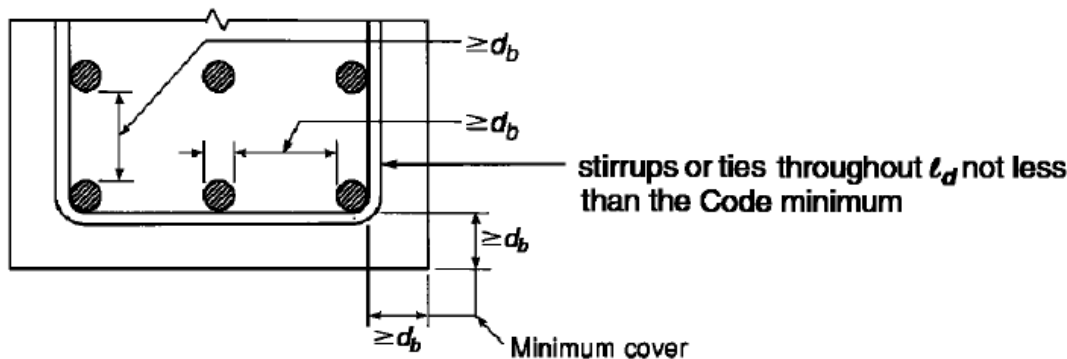
واحد تهران شرق

میلگرد فوقانی تیر

$$\left\{ \begin{array}{ll} \varphi < 20 \text{ mm} & \rightarrow l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} l_d = \frac{400 \times 1.3 \times 1 \times 1}{2.1 \sqrt{25}} d_b = 50 d_b \\ \varphi \geq 20 \text{ mm} & \rightarrow l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} l_d = \frac{400 \times 1.3 \times 1 \times 1}{1.7 \sqrt{25}} d_b = 61 d_b \end{array} \right.$$

میلگرد تحتانی تیر

$$\left\{ \begin{array}{ll} \varphi < 20 \text{ mm} & \rightarrow l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} l_d = \frac{400 \times 1 \times 1 \times 1}{2.1 \sqrt{25}} d_b = 38 d_b \\ \varphi \geq 20 \text{ mm} & \rightarrow l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} l_d = \frac{400 \times 1 \times 1 \times 1}{1.7 \sqrt{25}} d_b = 47 d_b \end{array} \right.$$

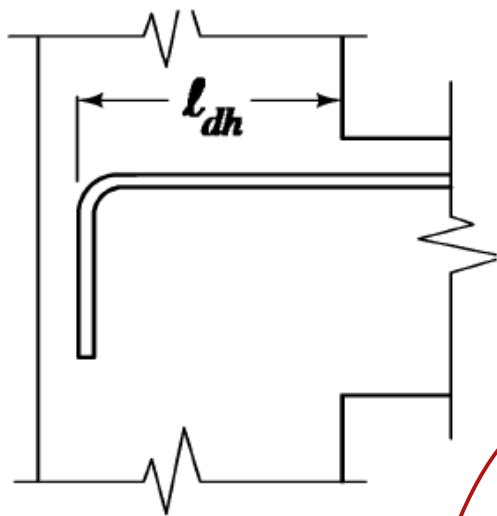




Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



۳-۳-۲۱-۹ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش

۱-۳-۳-۲۱-۹ طول گیرایی با قلاب برای میلگردهای آجدار در کشش که به قلاب استاندارد ختم می‌شوند، l_{dh} نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کم‌تر باشد.

الف- رابطه‌ی زیر با ضرایب اصلاح $\psi_e, \psi_r, \psi_o, \psi_c$ و مطابق بند ۲-۳-۳-۲۱-۹:

$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \quad (۳-۲۱-۹)$$

ب- هشت برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی متر، هر کدام بزرگ‌تر است.

۲-۳-۳-۲۱-۹ ضرایب اصلاح محاسبه‌ی طول گیرایی با قلاب میلگردهای آجدار در کشش، بر اساس جدول ۵-۲۱-۹ تعیین می‌شوند. در انتهای غیر ممتد عضو، ضوابط ۴-۳-۳-۲۱-۹ اعمال می‌شوند. در این جدول A_{th} مساحت کل میلگردهای مهار شده با قلاب بوده، و A_{th} در ۳-۳-۳-۲۱-۹ تعریف شده است.

۳-۳-۳-۲۱-۹ مساحت کل تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی میلگرد مهار شده با قلاب، A_{th} که حداقل طولی معادل $0.75 l_{dh}$ از انتهای خم را در امتداد محصور کرده‌اند، شامل موارد

زیر است:

۱/۰	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی متر با $A_{th} \geq 0.40 A_{hs}$ و یا با فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد	ψ_r ضریب آرماتور محصورکننده
۱/۶	برای سایر موارد	

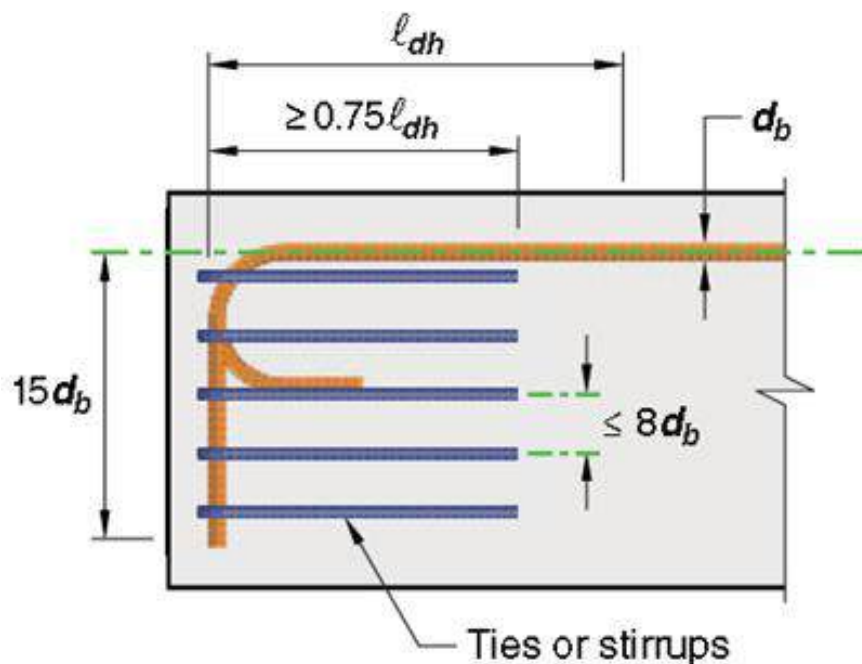


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

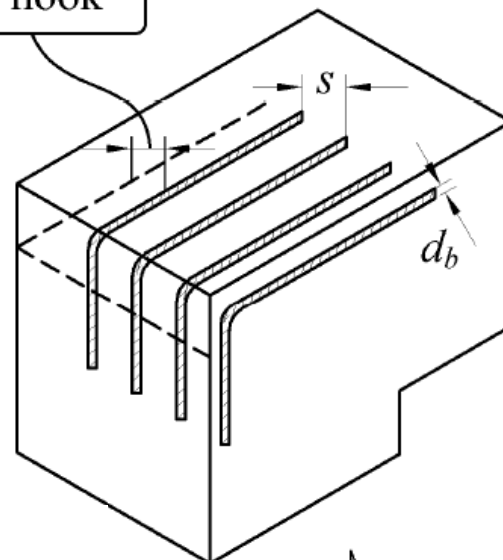
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

الف- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) موازی طول ℓ_{dh} با فاصله‌ی مساوی در طول انتهای آزاد خم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کم‌تر از هشت برابر قطر میلگرد بوده و در طول پانزده برابر قطر میلگرد، اندازه‌گیری شده از قسمت مستقیم میلگرد مهار شده واقع باشند.



side cover normal
to plane of hook



Ath مساحت کل خاموت‌های اجرا شده
طبق ضابطه فوق

$$\text{or } \begin{cases} s \geq 6d_b \\ A_{th} \geq 0.4A_{hs} \end{cases}$$

$\Rightarrow \psi_r = 1.0$ در غیر این صورت $\Rightarrow \psi_r = 1.6$

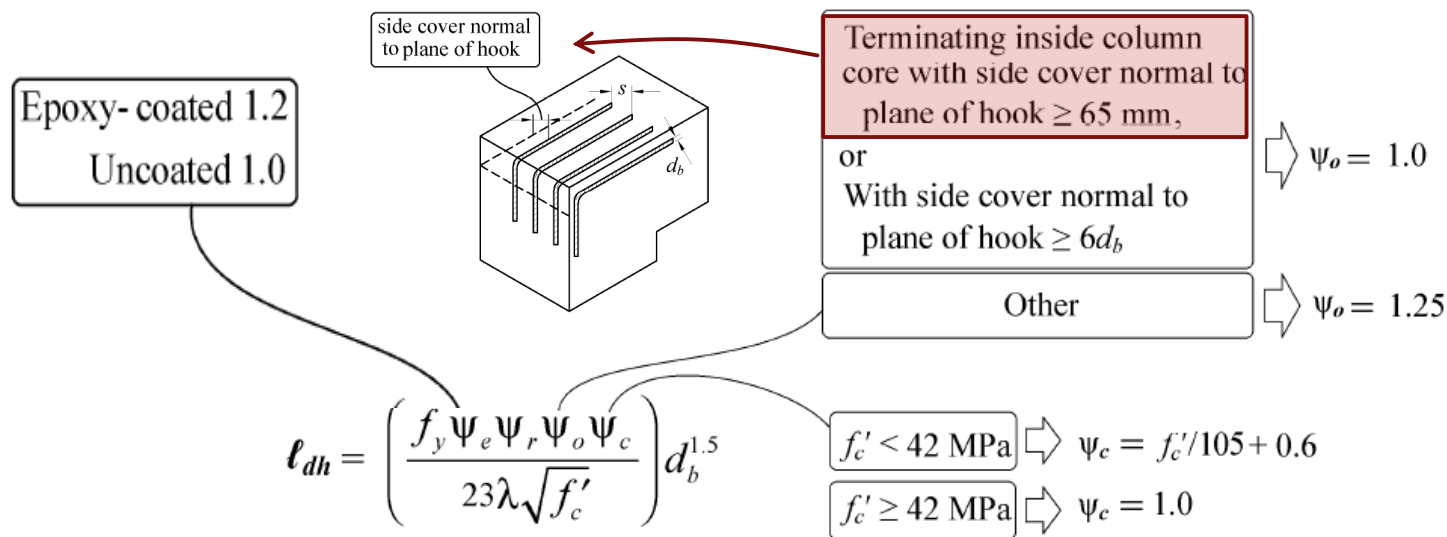


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۱/۰	برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلی متر و مهار شده در هسته‌ی ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از ۶۵ میلی متر و یا با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از شش برابر قطر میلگرد	ψ_o ضریب محل مهار
۱/۲۵	برای سایر موارد	
$f'_c/105 + 0.6$	برای بتن با مقاومت کمتر از ۴۲ مگاپاسکال	ψ_c
۱/۰	برای بتن با مقاومت بزرگتر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال	ضریب مقاومت بتن



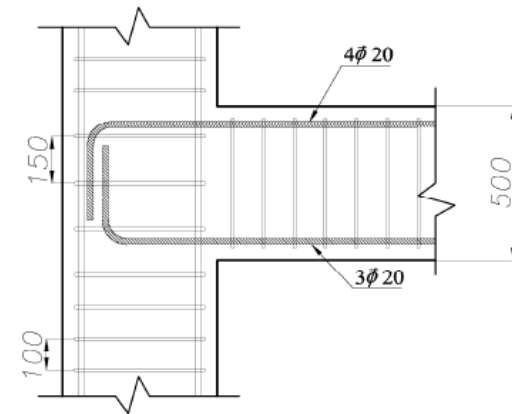
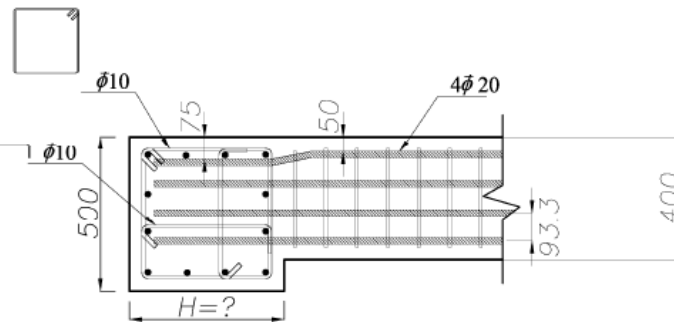


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

مثال: در شکل زیر یک تیر به ابعاد $h=500 \text{ mm}$ و $b=400 \text{ mm}$ به یک ستون به عرض 500 mm متصل شده است. تیر مربوط به لبه کناری سازه بوده و بنابراین به جهت همباد شدن نما، تیر در لبه ستون کار شده است. تیر تحت لنگر منفی می باشد و میلگردهای فوقانی تحت کشش هستند. بتن از نوع C25 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید ($H=?$) واحد تهران شرق

نکته:
سنجاقی ها در مساحت
Ath لحاظ نمی
گردند.



• با توجه به اینکه پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:

$$\text{side cover} = 75 \text{ mm} > 65 \text{ mm} \rightarrow \Psi_o = 1$$

• در طول قلاب ~~تنگ~~ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای دو ساق $\phi 10$ میباشد و بنابراین:

$$\left. \begin{aligned} A_{th} &= 2(\cancel{3}\phi 10) = 2(\cancel{3}\pi \times 5^2) = \cancel{471} \text{ mm}^2 \quad 314 \text{ mm} \\ A_{hs} &= 4\phi 20 = 4 \times 314 = 1256 \text{ mm}^2 \rightarrow 0.4A_{hs} = 502 \text{ mm}^2 \end{aligned} \right\} A_{th} < 0.4A_{hs} \rightarrow \Psi_r$$

$$s = 93.3 \text{ mm} - 20 \text{ mm} < 6d_b = 120 \text{ mm}$$

$$= 1.6$$

$$l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1.6 \times 1 \times \left(\frac{25}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times 5} 20^{1.5} = 417 \text{ mm}$$

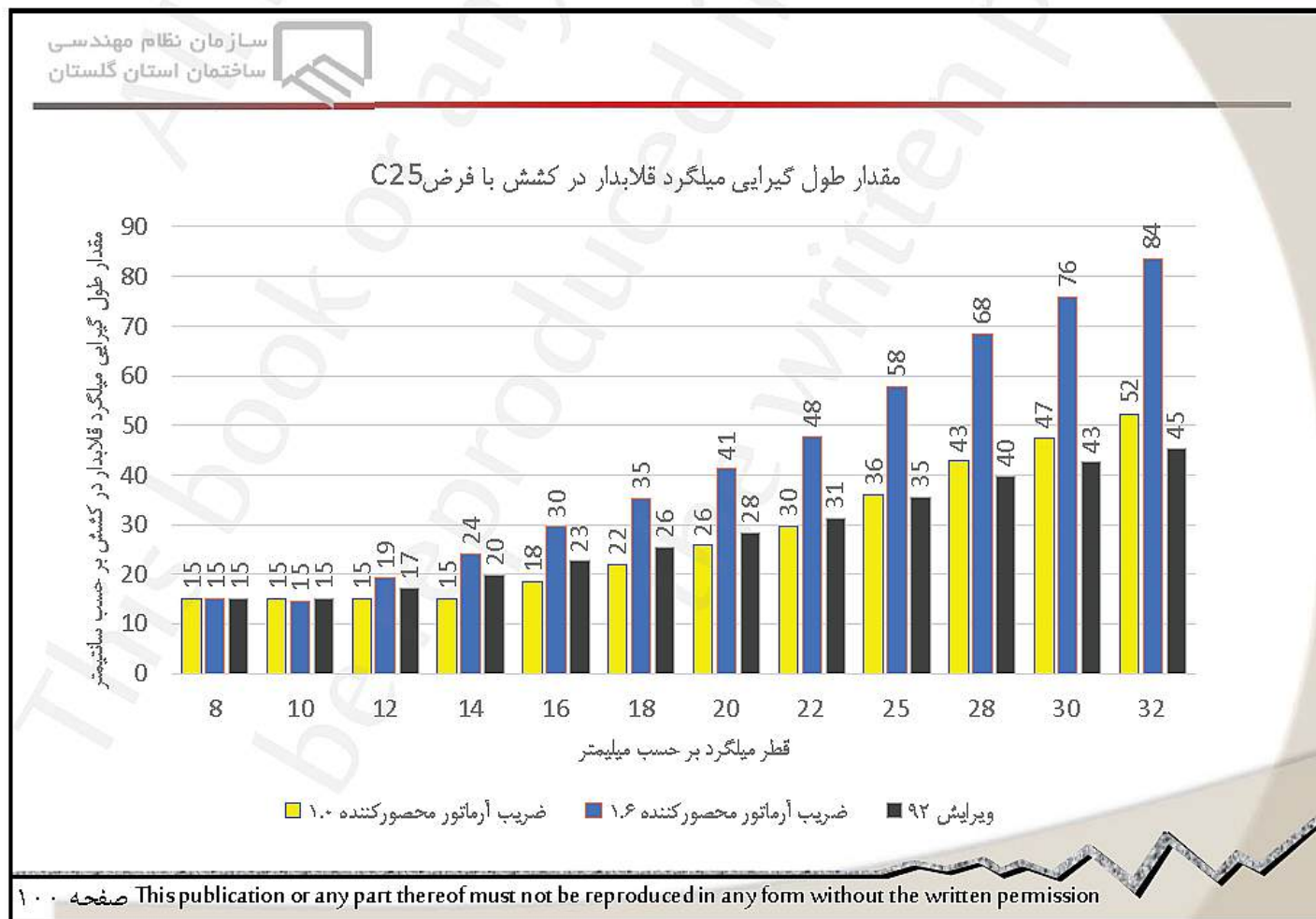
با فرض اینکه پوشش انتهایی قلاب
حداقل 50 mm باشد، بعد ستون
حداقل باید $417 + 50 = 467 \text{ mm}$
باشد. به لحاظ اجرایی بعد ستون
باید برابر 500 mm انتخاب شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



www.M-Alirezaei.com

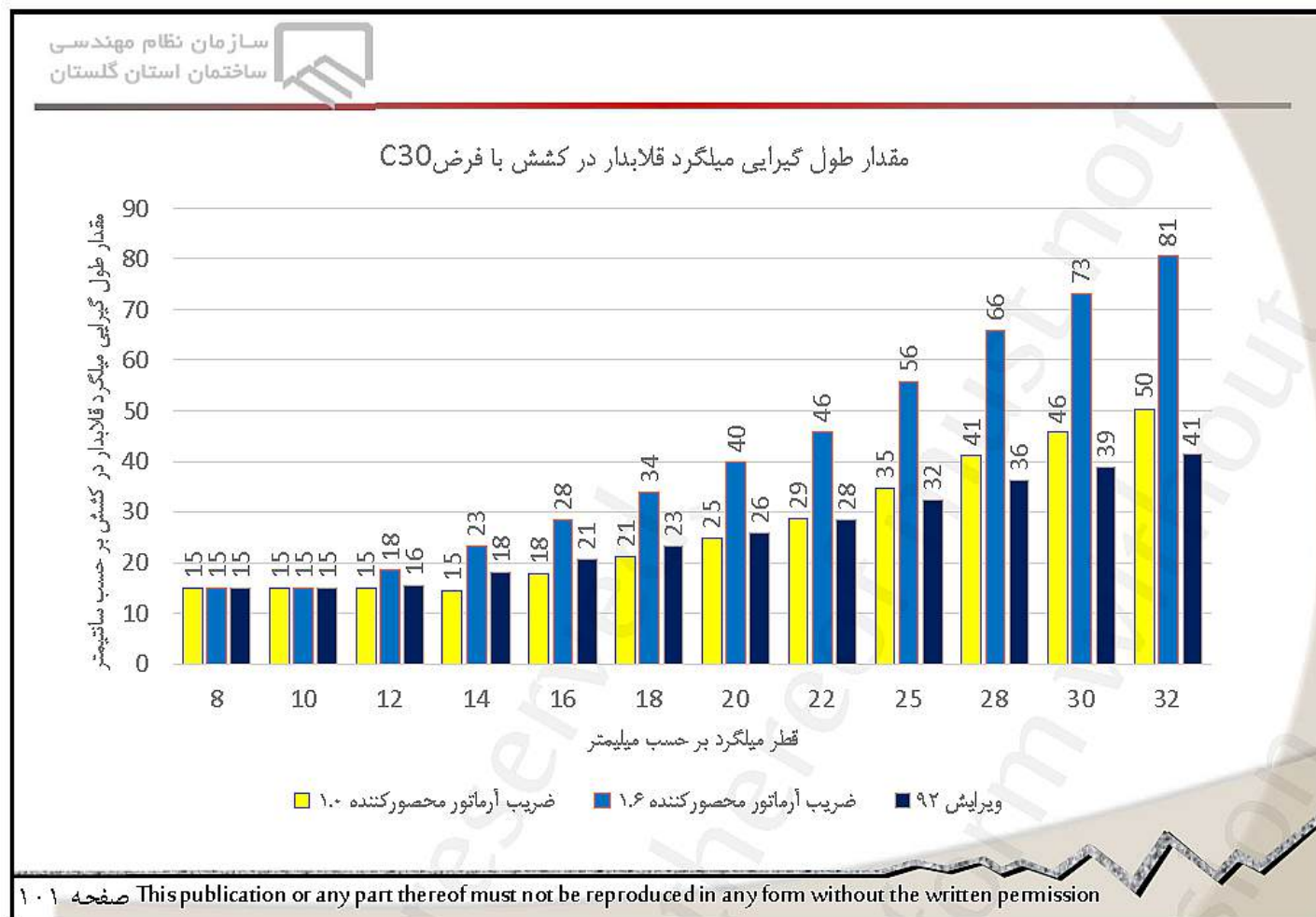
Telegram: @AlirezaeiChannel



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



www.M-Alirezaei.com

Telegram: @AlirezaeiChannel



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

جدول ۹-۲۱-۱ قلاب استاندارد برای مهار میلگردهای طولی آجدار در کشش

واحد تهران شرق

شکل	طول مستقیم پس از خم l_{ext}	حداقل فطر داخلی خم (mm)	فطر میلگرد (mm)	نوع قلاب
	$12d_b$ 	$6d_b$	۲۵ تا ۱۰	قلاب ۹۰ درجه
		$8d_b$	۳۴ تا ۲۸	
		$10d_b$	۵۵ تا ۳۶	
	$4d_b$ و ۶۵ میلی متر، هر کدام بزرگتر است	$6d_b$	۲۵ تا ۱۰	قلاب ۱۸۰ درجه
		$8d_b$	۳۴ تا ۲۸	
		$10d_b$	۵۵ تا ۳۶	



واحد تهران شرق

طول گیرایی میلگرد فشاری

۸-۳-۲۱-۹ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار

۱-۸-۳-۲۱-۹ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار، l_{dc} نباید از هیچ یک

از مقادیر زیر کمتر در نظر گرفته شود:

$$l_{dc} = \max\left\{\frac{\psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b, 0.043 f_y \psi_r d_b\right\}$$

الف-

ب- ۲۰۰ میلی متر.

در این روابط ضریب محصور شدگی ψ_r ، برای محصور شدگی توسط دورپیچ، تنگ دایروی پیوسته با قطر بیش از ۶ میلی متر و گام کمتر از ۱۰۰ میلی متر، تنگ سیمی به قطر بیش از ۱۲ میلی متر و فواصل کمتر از ۱۰۰ میلی متر و دورگیر طبق ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۴ با فواصل کمتر از ۱۰۰ میلی متر، برابر با ۰/۷۵؛ و برای سایر حالات برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می شود.

نکته: (غلط نامه)

تمام عبارات
کمتر به مساوی
یا کمتر اصلاح
شود.

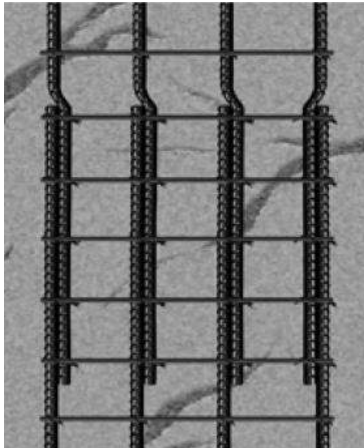
برای $f_c > 30 \text{ mpa}$ رابطه دوم و برای کوچکتر یا برابر با 30 mpa از آن رابطه اول تعیین کننده می شود. این رابطه برای ضریب محصور شدگی ۱، همان مقادیر ۹۲ را می دهد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



۹-۲۱-۴ وصله‌ی میلگردها

۹-۲۱-۴-۱ کلیات

۹-۲۱-۴-۱-۱ وصله‌ی میلگردها به یکی از طرق زیر مجاز است:

الف- وصله‌ی پوششی؛

ب- وصله‌ی اتکایی؛

پ- وصله‌ی جوشی؛

ت- وصله‌ی مکانیکی.

۹-۲۱-۴-۱-۲ استفاده از وصله‌ی پوششی در موارد زیر مجاز است:

الف- در کشش و فشار برای میلگردهای با قطر کمتر یا مساوی ۳۴ میلی متر؛

ب- در فشار برای وصله‌ی میلگردهای با حداکثر قطر ۴۲ میلی متر به میلگردهای با قطر ۳۴ میلی

متر و کمتر، با تامین شرایط بند ۹-۲۱-۴-۵.

۹-۲۱-۴-۱-۳ برای وصله‌ی پوششی تماسی، حداقل فاصله‌ی آزاد بین وصله‌های تماسی و

میلگردها یا وصله‌های مجاور باید مطابق بند ۹-۲۱-۲-۱ باشد.

۹-۲۱-۴-۱-۴ برای وصله‌ی پوششی غیر تماسی در اعضای خمشی، فاصله‌ی عرضی مرکز به

مرکز میلگردهای وصله شده نباید از یک پنجم طول وصله و ۱۵۰ میلی متر تجاوز نماید.

۹-۲۱-۴-۱-۵ کاهش طول گیرایی برای در نظر گرفتن اثر آرماتور اضافی مطابق بند

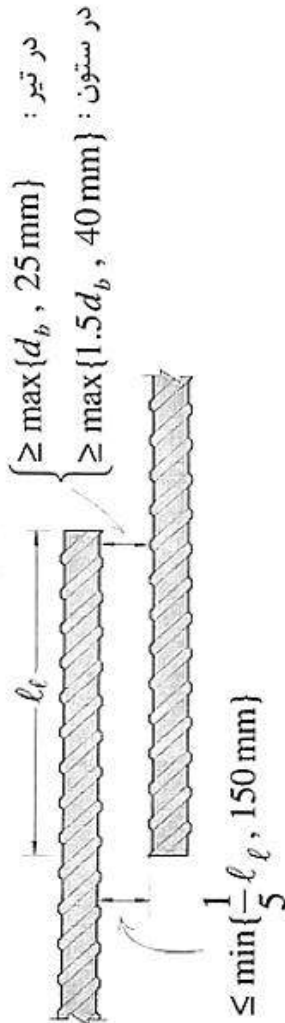
۹-۲۱-۳، در محاسبه‌ی طول وصله‌ها مجاز نیست.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

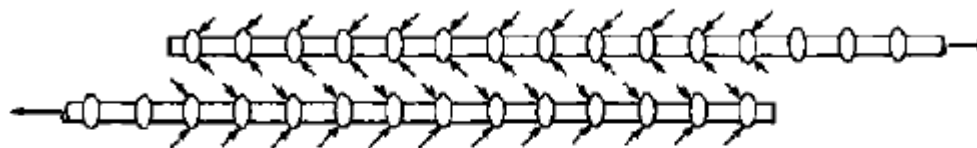


وصله پوششی تماسی
contact lap splices

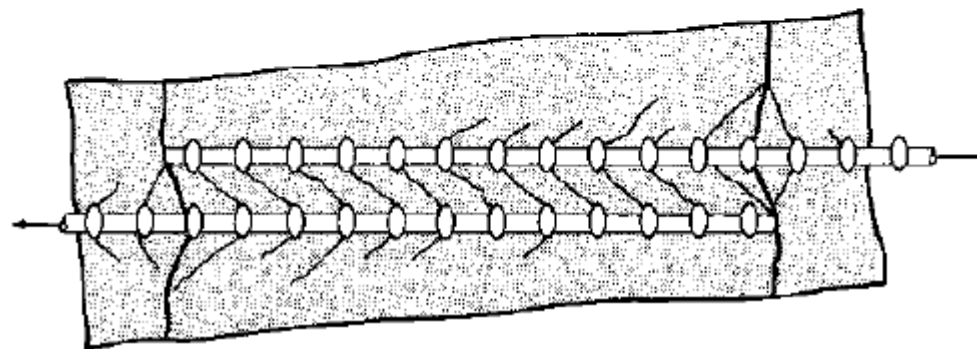


وصله پوششی غیرتماسی
Noncontact lap splices

نحوه انتقال بار در وصله پوششی به چه صورت می باشد؟



(a) Forces on bars at splice.





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۲۱-۴-۲ وصله‌ی پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۴-۲-۱ طول وصله‌ی پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش، l_{st} در حالت کلی باید برابر با $1.3l_d$ باشد (وصله‌ی نوع B). تنها در صورت تامین دو شرط زیر، می‌توان طول وصله‌ی پوششی را به $1.0l_d$ کاهش داد (وصله‌ی نوع A).

الف- مقدار آرماتور موجود در طول وصله، حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب- حداکثر نصف آرماتور موجود در طول وصله‌ی پوششی، وصله شده باشد.

l_d بر اساس بند ۹-۲۱-۳-۲ تعیین می‌شود. در هر حال حداقل طول وصله‌ی پوششی در کشش ۳۰۰ میلی متر است.

۹-۲۱-۴-۲-۲ در مواردی که وصله‌ی پوششی برای میلگردهای با قطرهای متفاوت انجام می‌شود، l_{st} نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کم‌تر باشد.

الف- طول گیرایی l_d برای میلگرد با قطر بزرگ‌تر؛

ب- طول وصله‌ی کششی l_{st} برای میلگرد با قطر کوچک‌تر.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

وصله میلگرد فشاری

۹-۲۱-۴-۵ وصله پوششی میلگردهای آجدار در فشار

۹-۲۱-۴-۵-۱ طول وصله پوششی میلگردهای آجدار در فشار، l_{sc} برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلی متر به صورت زیر محاسبه می شود.

الف- برای میلگردهای با تنش تسلیم کوچکتر یا مساوی ۴۲۰ مگاپاسکال، برابر با $0.071f_y d_b$

ب- برای میلگردهای با تنش تسلیم بیش از ۴۲۰ مگاپاسکال، برابر با $(0.13f_y - 24)d_b$ این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلی متر باشد.

۹-۲۱-۴-۵-۲ برای وصله پوششی میلگردهای با قطرهای متفاوت در فشار، طول وصله پوششی نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کمتر باشد.

الف- طول گیرایی در فشار، l_{dc} برای میلگرد با قطر بزرگتر، محاسبه شده بر اساس ۹-۲۱-۳-۸.

ب- طول وصله پوششی در فشار، l_{sc} برای میلگرد با قطر کوچکتر، محاسبه شده بر اساس ۹-۲۱-۴-۵-۱.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

وصله جوشی و مکانیکی

AWS D1.4/D1.4M:2018
An American National Standard

Structural
Welding Code—
Steel
Reinforcing Bars

۹-۲۱-۴-۷ وصله‌های مکانیکی و جوشی میلگردهای آجدار در کشش و فشار

۹-۲۱-۴-۷-۱ استفاده از وصله‌های جوشی عمدتاً برای میلگردهای با قطر ۲۰ میلی‌متر و بیش‌تر توصیه می‌شود.

۹-۲۱-۴-۷-۲ در وصله‌های جوشی برای میلگردهای با قطر زیاد، استفاده از اتصال سر به سر مستقیم با جوش نفوذی ارجحیت دارد.

۹-۲۱-۴-۷-۳ جوش میلگردها در وصله‌های جوشی باید الزامات مبحث دهم مقرارت ملی ساختمان را تامین نماید.

۹-۲۱-۴-۷-۴ در وصله‌های مکانیکی انتقال نیرو از طریق غلاف اتکایی، کوپلر، غلاف کوپل کننده و غیره انجام می‌گیرد.

۹-۲۱-۴-۷-۵ برای تامین پوشش بتنی کافی روی میلگرد، اثر افزایش ابعاد میلگرد ناشی از وصله‌های مکانیکی باید در نظر گرفته شود.

۹-۲۱-۴-۷-۶ وصله‌های مکانیکی یا جوشی باید قادر به انتقال تنش‌ی حداقل برابر با $1/25$ برابر تنش تسلیم میلگرد در کشش و یا فشار باشد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

طراحی جوش

قسمت هفتم- جوش نفوذی (نفوذ نسبی)

جوش میلگرد

واحد استاندارد	استاندارد ۳۱۳۲	میلگرد
	س ۲۴۰	میلگرد ساده A1
A615G40	آج ۳۴۰	میلگرد آجدار مارپیچ A2
	آج ۳۵۰	
A615G60	آج ۴۰۰	میلگرد آجدار جناقی A3
	آج ۴۲۰	
A615G75	آج ۵۰۰	میلگرد آجدار مرکب A4
	آج ۵۲۰	

Table 7.1 (Continued) Matching Filler Metal Requirements (see 7.1)				
Material Group	Steel Specification	Welding Process	AWS A5 Electrode Specification	Electrode Classifications ^a
II	ASTM A706 Grade 60 ASTM A706M Grade 420	SMAW	A5.5/A5.5M	E8015-X, E8016-X, E8018-X
			A5.28/A5.28M	ER80S-XXX; E80C-XXX
		GMAW	A5.36/A5.36M ^b	Low Alloy Open Classification ^d E8XTX-XAX-X
			A5.28/A5.28M	ER80S-XXX, E80C-XXX
		GTAW	A5.29/A5.29M	E8XTX-X, E8XTX-XC, E8XTX-XM
				Low Alloy Open Classifications ^{c,d} E8XTX-C1AX-X, E8XTX-M21AX-X E8XTX-XAX-X E8XTX-AX-X
		FCAW	A5.36/A5.36M ^b	
		SMAW	A5.5/A5.5M	E9015-X, E9016-X, E9018-X, E9018M
			A5.28/A5.28M	ER90S-XXX; E90C-XXX
III	ASTM 615 Grade 60 ASTM A615M Grade 420	GMAW	A5.36/A5.36M ^b	Low Alloy Open Classifications ^d E9XTX-XAX-X
			A5.28/A5.28M	ER90S-XXX, E90C-XXX
		GTAW	A5.29/A5.29M	E9XTX-X, E9XTX-XC, E9XTX-XM
				Low Alloy Open Classifications ^{c,d} E9XTX-C1AX-X E9XTX-M21AX-X ^c E9XTX-XAX-X E9XTX-AX-X
		FCAW	A5.36/A5.36M	



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۱۰-۲-۹-۲ جوش‌ها

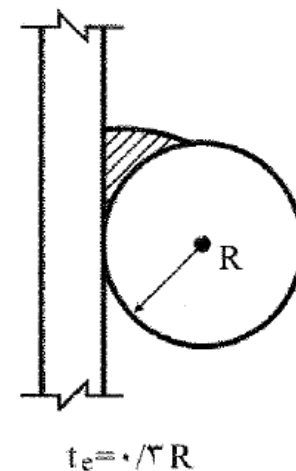
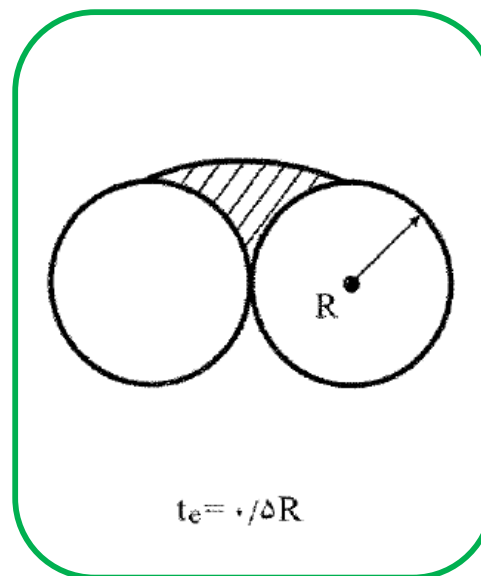
۱۰-۲-۹-۲-۱ جوش‌های شیاری (نسبی)

$$l_w = \frac{1.25 \times f_y \times \pi \times R^2}{0.45 \times f_{ue} \times 0.5 \times R}$$

$$l_w \approx \frac{17.5 \times f_y \times R}{f_{ue}}$$

$$f_y = 4000, f_{ue} = 6300$$

$$l_w \approx 5.5d$$



	مطابق فصل (۱۰-۲-۶)	بر اساس فلز پایه	برشی، در مقطع مؤثر	جوش شیاری با نفوذ نسبی
$F_{nw} = 0.6 F_{ue}$	۰/۷۵	بر اساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)		

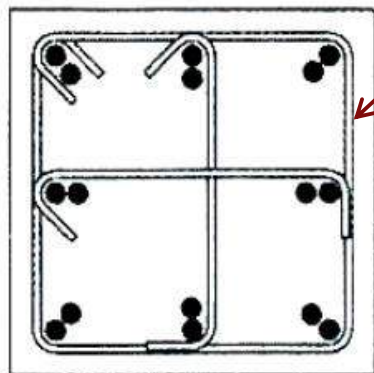
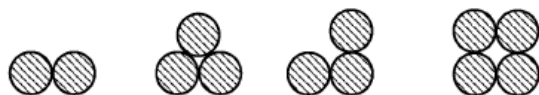


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

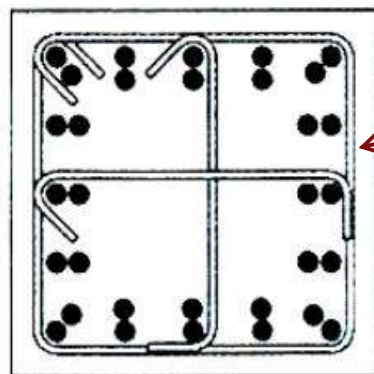
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

گروه میلگرد



8 - #11 (2.2%)



16 - #11 (4.3%)

۹-۲۱-۵ گروه میلگردها

۹-۲۱-۵-۱ تعداد میلگردها در هر گروه میلگرد که به صورت یک واحد کار می کنند، به چهار محدود می شود.

۹-۲۱-۵-۲ گروه میلگرد باید توسط آرماتور عرضی محاط شود. آرماتورهای عرضی گروه میلگردهای تحت فشار باید به قطر حداقل ۱۲ میلی متر باشند.

۹-۲۱-۵-۳ در تیرها استفاده از میلگردهای با قطر بیش از ۳۴ میلی متر به صورت گروه میلگرد مجاز نیست.

۹-۲۱-۵-۴ محل قطع هر میلگرد در گروه میلگرد، در طول دهانه ای اعضای خمشی، باید به فاصله ای حداقل ۴۰ برابر قطر میلگرد از محل قطع سایر میلگردهای گروه باشد.

۹-۲۱-۵-۵ در گروه میلگردها با بیش از دو میلگرد، نباید محورهای تمامی میلگردها در یک صفحه واقع شوند. همچنین تعداد میلگردهایی که در یک صفحه قرار می گیرند، جز در محل وصله نباید بیش از دو باشد.

۹-۲۱-۵-۶ در کنترل محدودیت های فاصله، حداقل پوشش، محاسبه ی ضریب محصور شدگی بند ۹-۲۱-۳-۲ و ضریب اندود بند ۹-۲۱-۳-۲ که در آن ها قطر میلگردها مبنای محاسبه قرار می گیرد، قطر گروه میلگرد، معادل قطر میلگرد معادلی فرض می شود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه میلگرد مساوی است، و مرکز ثقل آن منطبق بر مرکز ثقل گروه میلگرد است.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۷-۵-۲۱-۹ طول گیرایی میلگردها در گروه میلگرد، در کشش یا فشار، برای گروه میلگردهای ۲ تایی برابر با طول گیرایی میلگردهای منفرد، و برای گروه‌های ۳ تایی و ۴ تایی، به ترتیب ۲۰ و ۳۳ درصد بیش‌تر از طول گیرایی میلگردهای منفرد در نظر گرفته می‌شود.

۸-۵-۲۱-۹ طول وصله‌ی پوششی هر میلگرد در یک گروه میلگرد، بر اساس طول گیرایی میلگرد منفرد و با در نظر گرفتن افزایش آن برای اثر گروه میلگرد مطابق بند ۷-۵-۲۱-۹ محاسبه می‌شود. وصله‌های تک تک میلگردها در گروه میلگرد نباید در امتداد میلگردها هم‌پوشانی داشته باشند. وصله‌ی پوششی مجموعه‌ی یک گروه میلگرد با گروه دیگر مجاز نیست.

محاسبات ۹۹

۴۵- در یک ستون بتنی از گروه میلگردهای در تماس استفاده شده است که شامل سه میلگرد به قطر 20 میلی‌متر می‌باشد. قطر معادل این گروه میلگرد برای محاسبه‌ی ضخامت پوشش بتن محافظ، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

(۱) 20.0 میلی‌متر

(۲) 28.3 میلی‌متر

(۳) 34.6 میلی‌متر

(۴) 40.2 میلی‌متر

$$3 \times (314) = 1 \times \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) \rightarrow d = 34.6 \text{ mm}$$

گزینه ۳



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

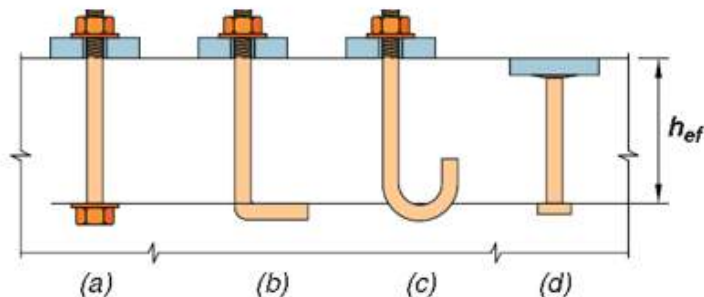
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۱۸-۹ مهار به بتن

کاشت و مهار به بتن:

تعبیه شده
(قبل از بتن
ریزی)



(A) Cast-in anchors: (a) hex head bolt with washer; (b) L-bolt; (c) J-bolt; and (d) welded headed stud.

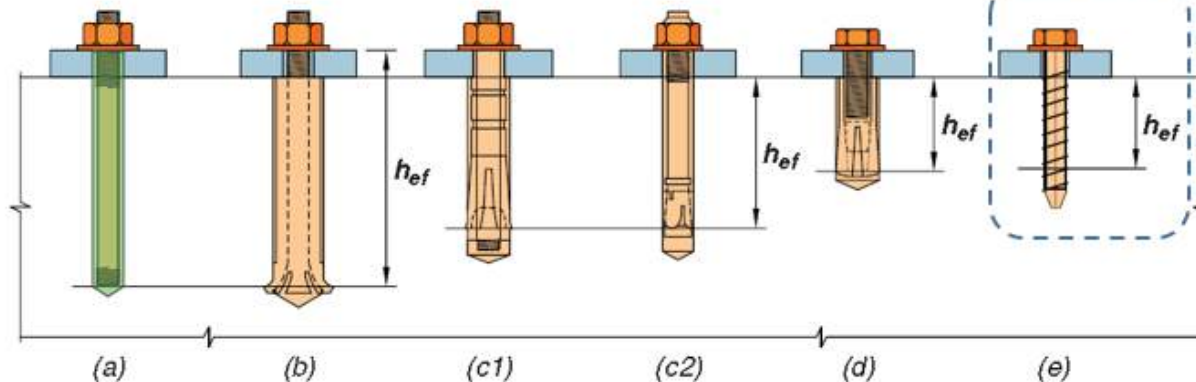
نکته ۱:

پیچهای خودکار (بدون مهره)
در آیین نامه ذکر نشده است.

نکته ۲:

مابقی انواع
پیچهای ذکر
شده عمدتاً
فاقد رزوه در
طول خود
هستند که به
بصورت
مکانیکی یا
سردار و یا
چسب با بتن
درگیر می
شوند.

کاشته شده
بعد از بتن
ریزی)



(B) Post-installed anchors: (a) adhesive anchor; (b) undercut anchor; (c) torque-controlled expansion anchors [(c1) sleeve-type and (c2) stud-type]; (d) drop-in type displacement-controlled expansion anchor; and (e) screw anchor.

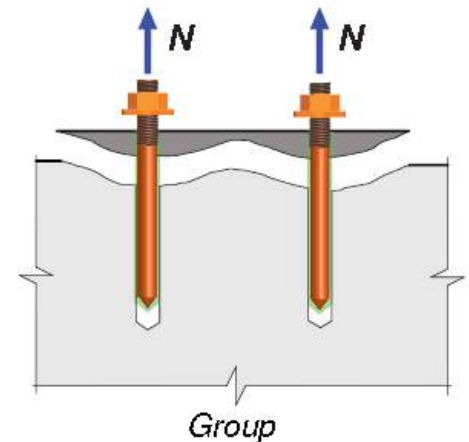
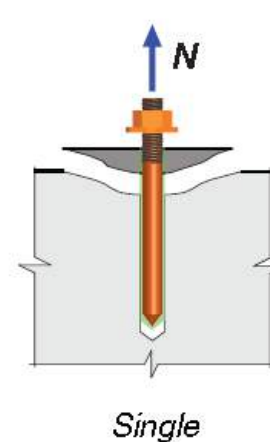
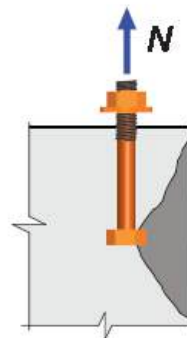
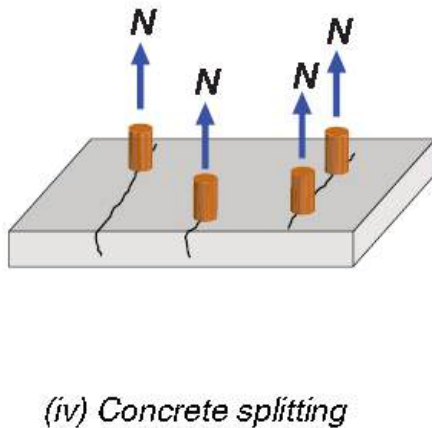
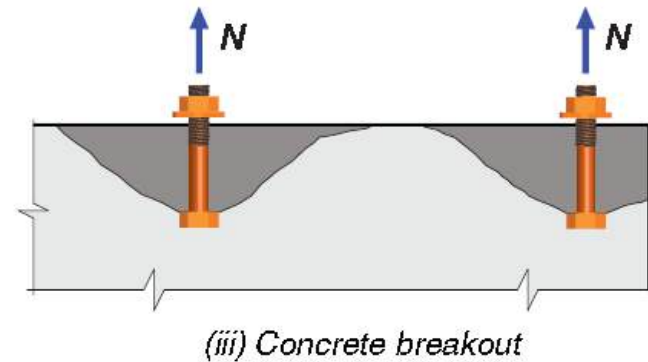
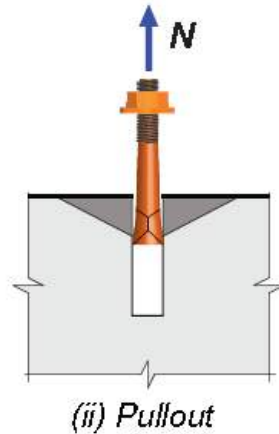
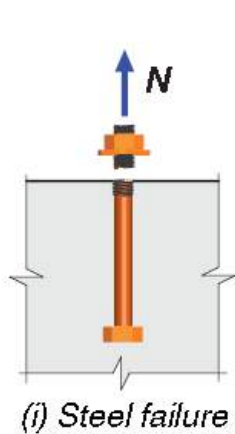


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

اشکال خرابی در کشش



(vi) Bond failure

(a) Tensile loading

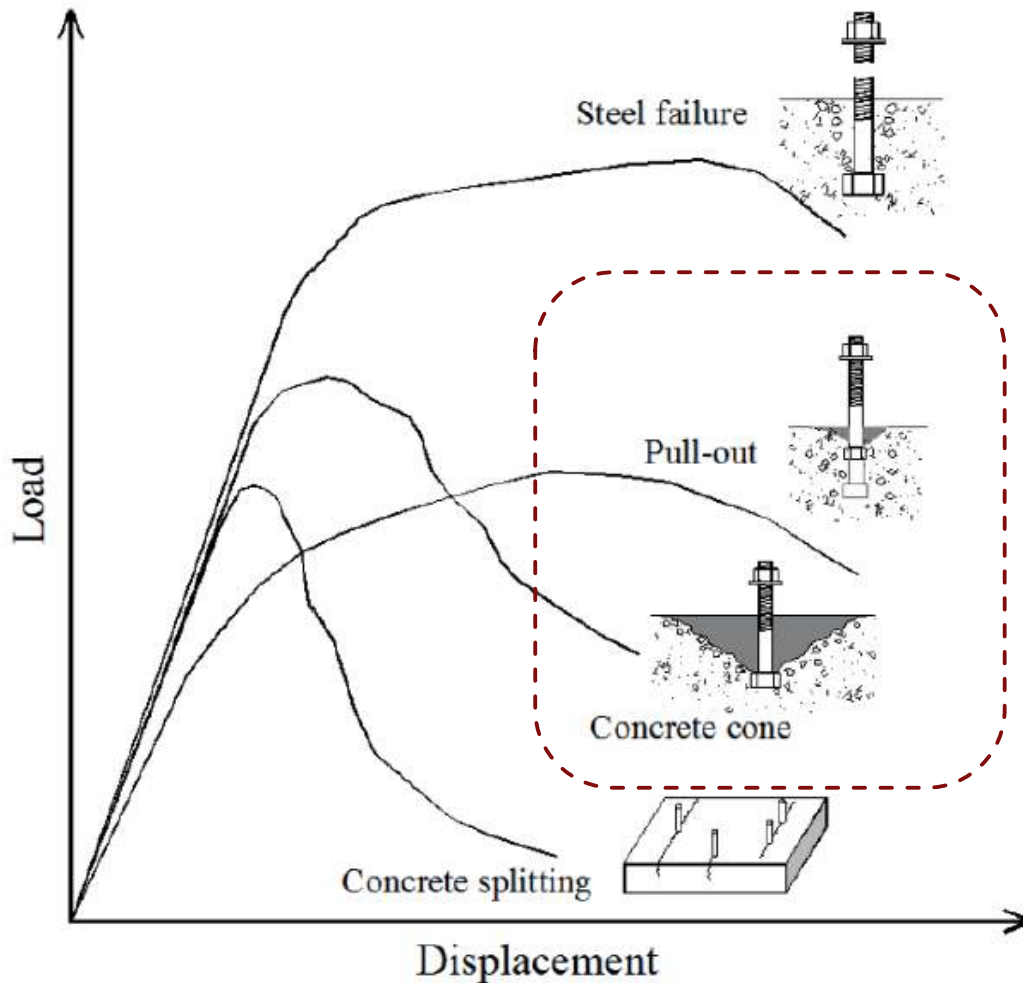


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

اشکال خرابی در کشش (EN 1992-4)



ترکیب این دو مشابه خرابی
پیوستگی بتن است. (ACI318-19)

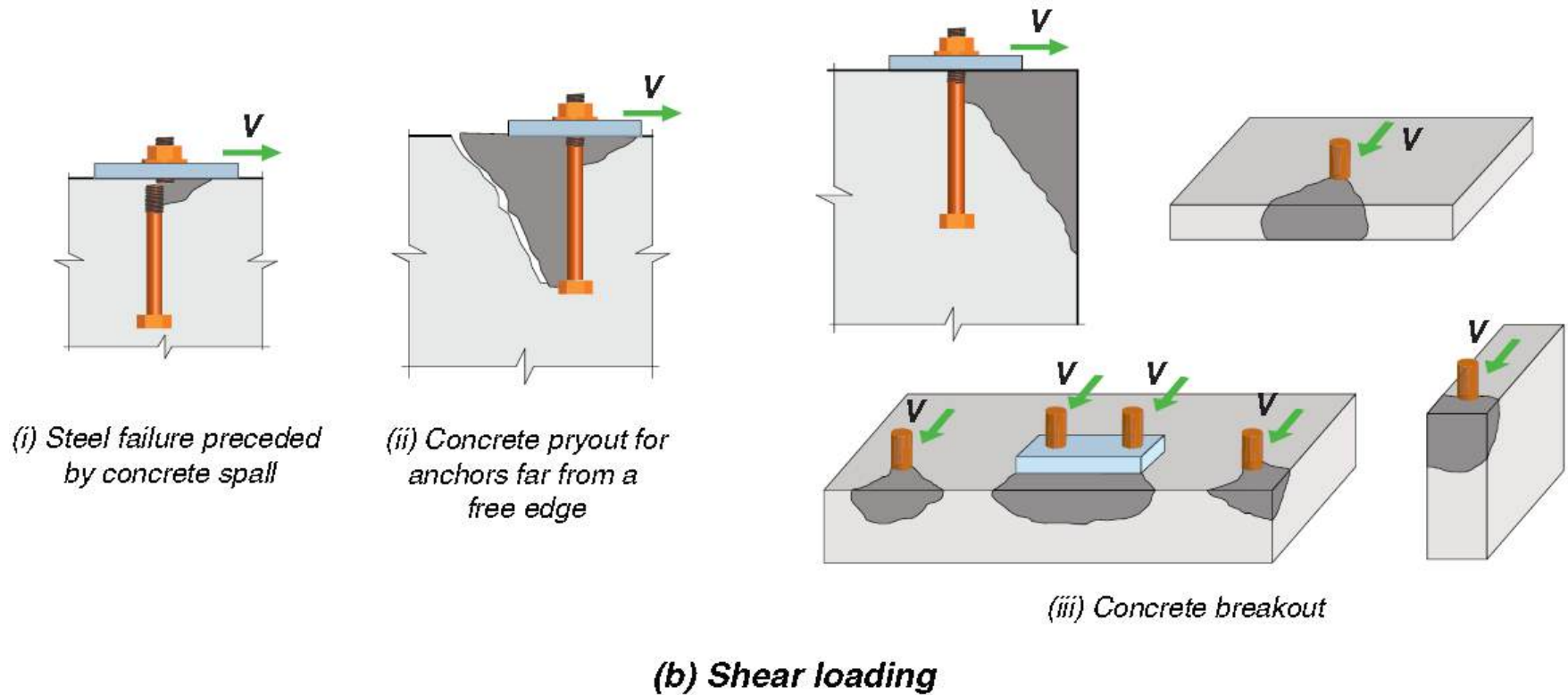


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

اشکال خرابی در برش





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

جدول ۹-۱۸-۱. مقاومت مهار برای انواع حالات گسیختگی.

نوع بار	حالت گسیختگی	بند	نوع مهار			مهار تک	مهار گروهی	
			مهار تعبیه شده	مهار کاشتنی انبساطی و زیرچاکی	مهار چسبی		هر مهار	مهاریها در یک گروه مهار
کشش	مقاومت فولاد مهار	۱-۴-۱۸-۹	■	■	■	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
	مقاومت گسیختگی مخروطی بتن	*۲-۴-۱۸-۹	■	■	■	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
	مقاومت بیرون کشیدگی بتن	۳-۴-۱۸-۹	■	■		$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
	مقاومت بیرون زدگی جانبی بتن	۴-۴-۱۸-۹	■	■		$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
	مقاومت پیوستگی بتن	**۵-۴-۱۸-۹			■	$\phi N_a \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
	مقاومت پیوستگی در کشش دائمی	۶-۴-۱۸-۹			■	$\phi N_{bac} \geq N_{ua,s}$	$\phi N_{bac} \geq N_{ua,s}$	
چرخش	مقاومت فولاد مهار	۱-۵-۱۸-۹	■	■	■	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
	مقاومت گسیختگی لبه بتن	*۲-۵-۱۸-۹	■	■	■	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
	مقاومت قله کتی بتن	۳-۵-۱۸-۹	■	■	■	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

* این ضوابط فقط برای مهارهای با قطر کمتر یا مساوی ۱۰۰ میلیمتر قابل اعمال است.

** این ضوابط فقط برای مهارهای با طول مدفون $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$ قابل اعمال است.



واحد تهران شرق

جدول ۹-۱۸-۲

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

ضرایب کاهش مقاومت برای تخمین مقاومت f_y متناسب با رفتار فولاد (و نبود پله تسلیم مشخص در فولادهای پرمقاومت)، ضریب کاهش مقاومت برشی متناسب با احتمال **توزیع غیریکنواخت برش**، کمی کوچک تر فرض شده است.

مقاومت مهار با مقاومت عضو فولادی کنترل می‌شود			
حالت گسیختگی		بار	φ
مقاومت عضو فولادی شکل پذیر کنترل کننده مقاومت مهار است		کششی	۰/۷۵
		برشی	۰/۶۵
مقاومت عضو فولادی ترد کنترل کننده مقاومت مهار است		کششی	۰/۶۵
		برشی	۰/۶۰
مقاومت مهار با یکی از حالات گسیختگی بتن کنترل می‌شود			
نوع مهار		بار	φ
			بدون آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی و شامل گسیختگی بیرون کشیدگی یا قلوه-کنی بتن
			با آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی ^۱ بجز برای گسیختگی بیرون کشیدگی و قلوه-کنی بتن
تمامی انواع مهارها		برشی	۰/۷۰
		کششی	۰/۷۰
مهارهای تعبیه شده	گل‌میخ‌های سردار، پیچ‌های سردار، یا پیچ‌های قلاب‌دار		۰/۷۵
مهارهای کاشتنی	گروه ۱. حساسیت کم به نصب و قابلیت اعتماد زیاد		۰/۷۵
	گروه ۲. حساسیت متوسط به نصب و قابلیت اعتماد متوسط ^۱		۰/۶۵
	گروه ۳. حساسیت زیاد به نصب و قابلیت اعتماد کم ^۱	۰/۵۵	

در این مودهای ذکر شده، دیگر بودن و نبودن میلگردهای اضافی اهمیتی ندارد. این آرماتورها صرفاً در مودهای **گسیختگی مخروطی بتن و پیوستگی فولاد و بتن (ستون قبلی)** موثر است.

^۱ میزان حساسیت و قابلیت اعتماد مهار کاشتنی باید بر اساس آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تأیید تعیین شود.

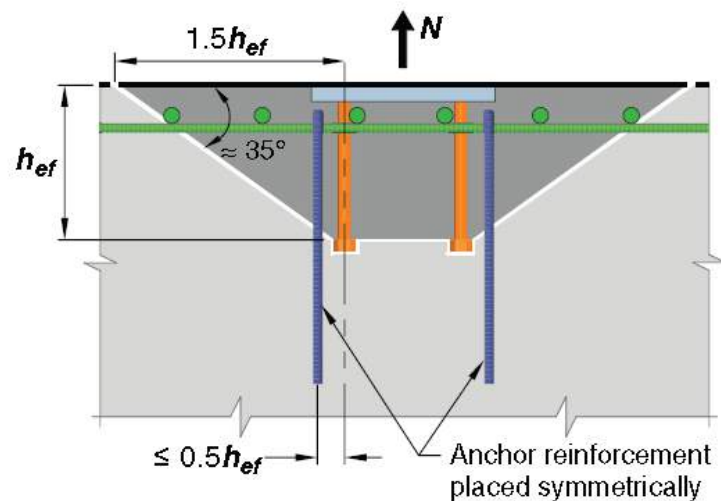
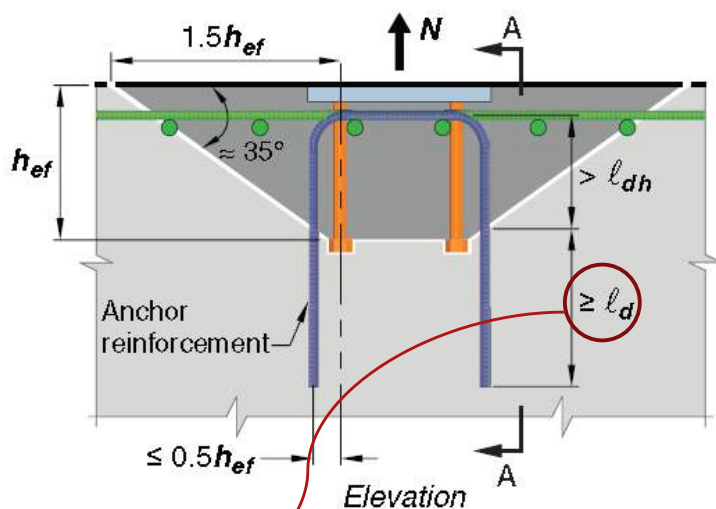
^۲ نیازی به طراحی آرماتورهای اضافی نیست و تامین آرماتور حداقل آیین‌نامه طبق الگوهای نشان داده شده در شکل ۹-۱۸-۳ کافی است.



واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق



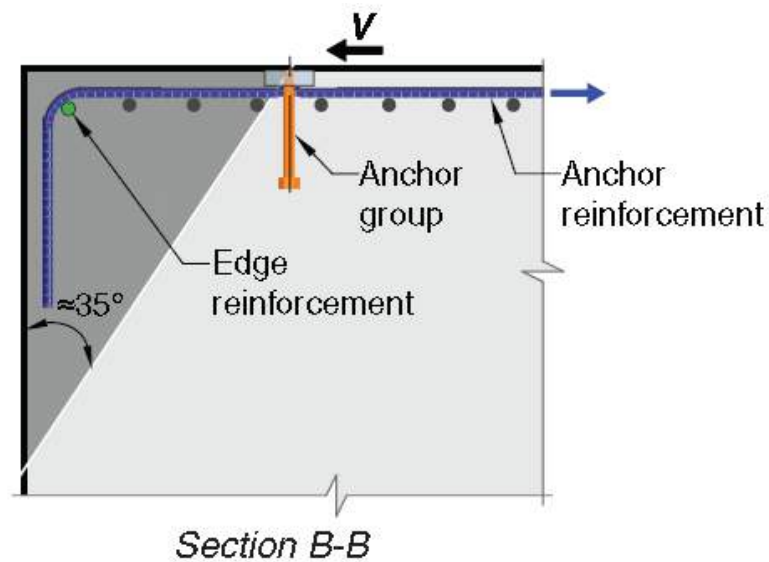
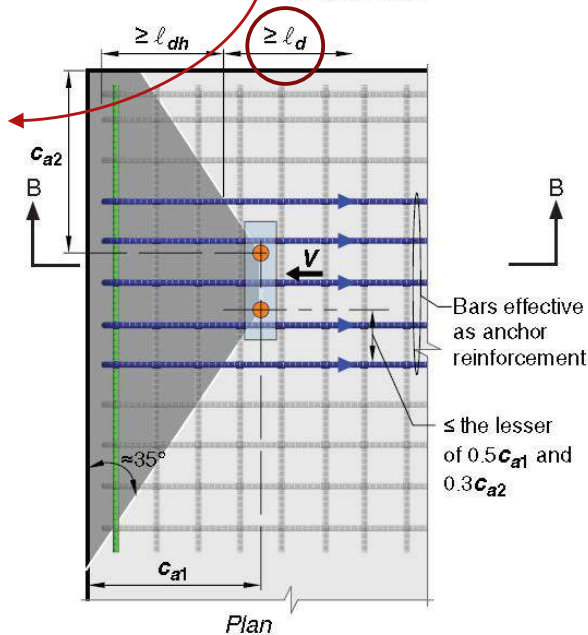
اثر میلگردهای اضافی

(طراحی برای انتقال

نیروهای مهاري و طول

گیرایی کامل بعد از سطح

گسیختگی نیاز نیست)



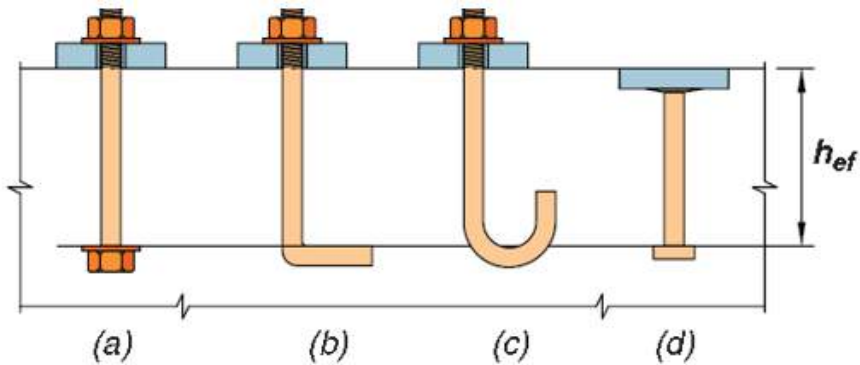


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

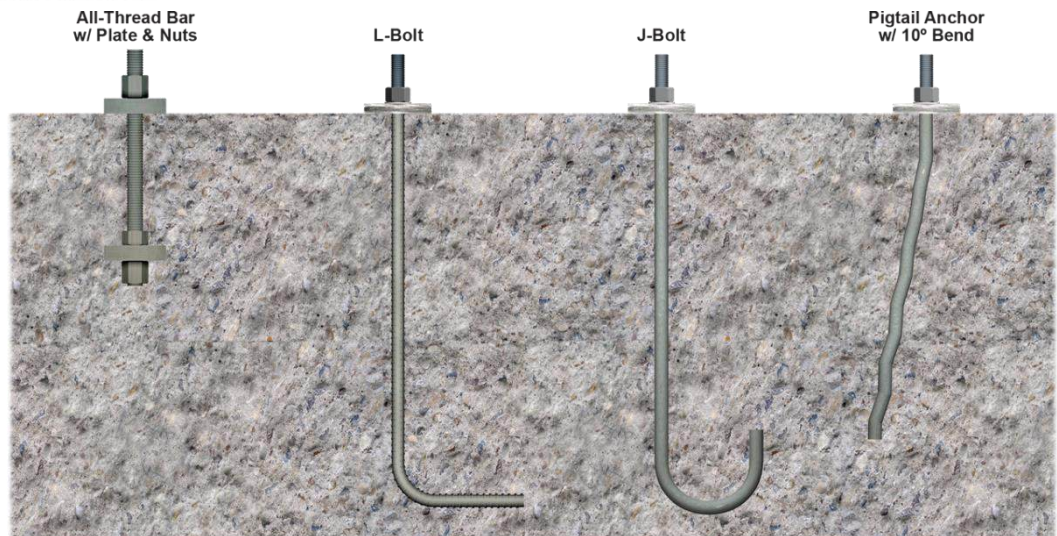
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

قسمت اول: مهار (بدون رزوه) تعبیه شده



(A) Cast-in anchors: (a) hex head bolt with washer;
(b) L-bolt; (c) J-bolt; and (d) welded headed stud.



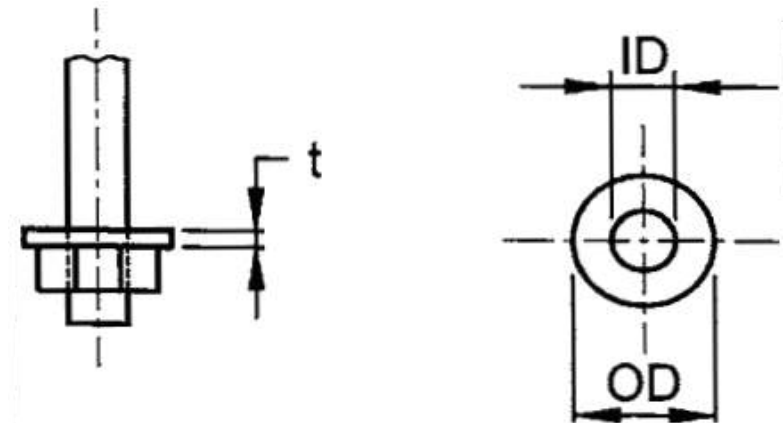
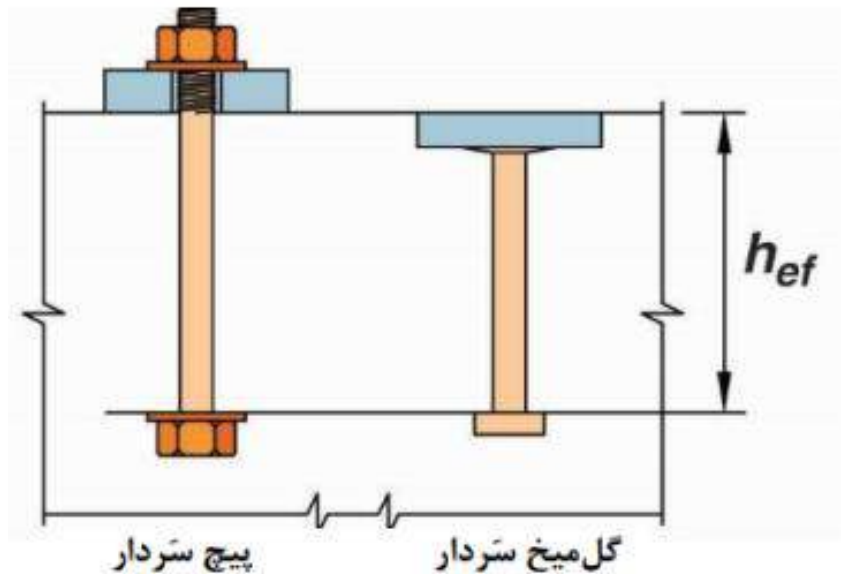


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

قسمت اول: مهار (بدون رزوه) تعبیه شده



$N_p = 8A_{brg}f_c'$ یا تعیین بر اساس احتمال شکست ۵ درصد مبتنی بر آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید با صرف نظر از مشارکت اصطکاک.	پیچ‌های سردار و یا گل‌میخ‌های سردار
---	--

$$A_H = \pi(OD)^2/4.$$

$$A_{brg} = A_H - A_D.$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

قسمت اول: مهار (بدون رزوه) تعبیه شده (مقاومت بیرون کشیدگی):

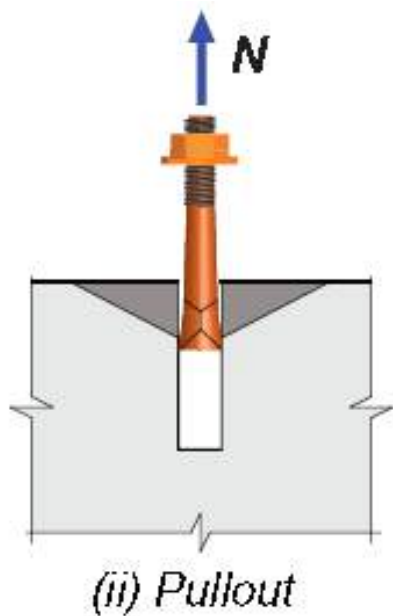
$N_p = 0.9f'_c e_h d_a$ که در آن $3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$ و یا تعیین بر اساس احتمال شکست ۵ درصد مبتنی بر آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید با صرف نظر از مشارکت اصطکاک.	پیچ‌های قلاب‌دار با خم ۹۰ و ۱۸۰ درجه
--	--------------------------------------

17.6.3.2 Basic single anchor pullout strength, N_p

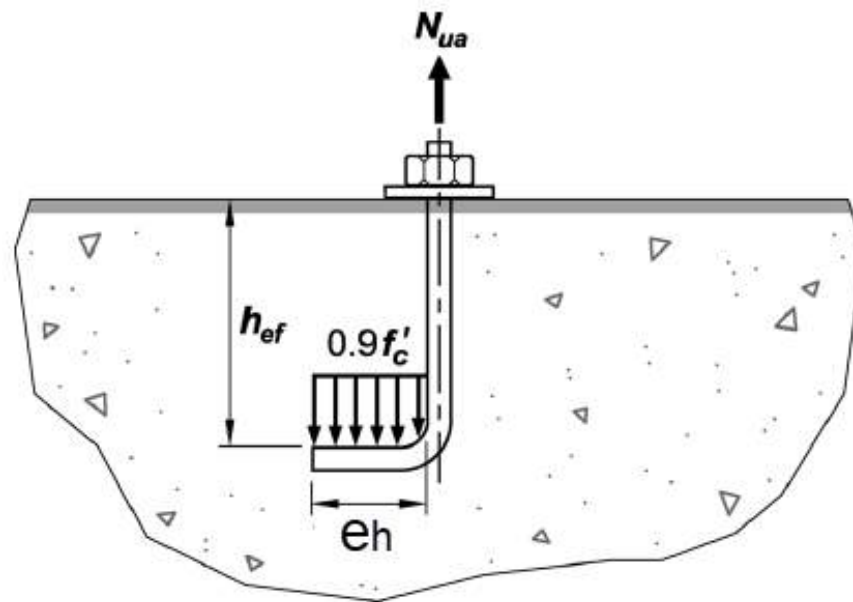
(b) For J- or L-bolts, N_p shall be calculated by:

$$N_p = 0.9f'_c e_h d_a \quad (17.6.3.2.2b)$$

where $3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$.



بیرون کشیدگی



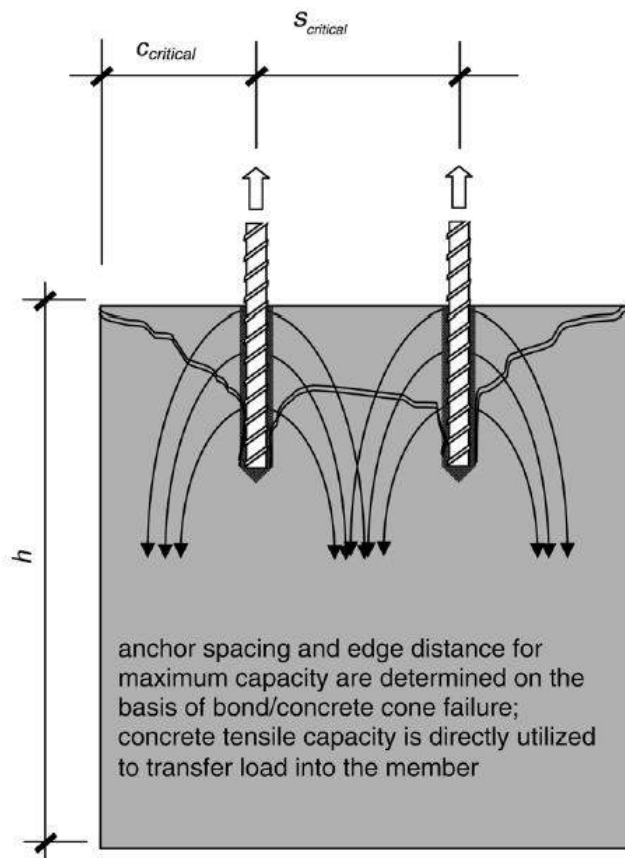


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

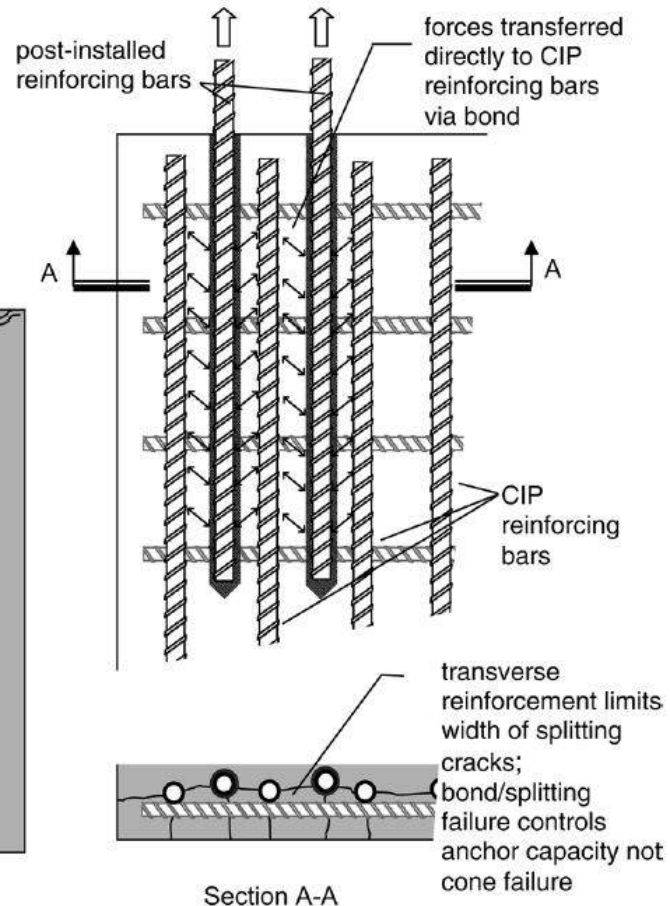
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

قسمت دوم: مهار کاشته شده (بررسی تئوری ها)



(a) Reinforcing dowels designed using anchor theory as addressed by this criteria.



(b) Post-installed reinforcement designed as a lap splice (not covered by this criteria).



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

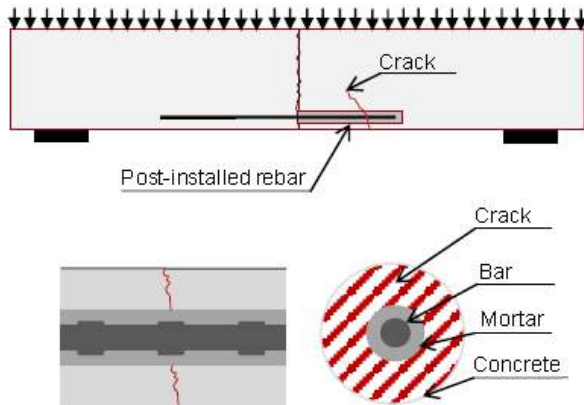
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

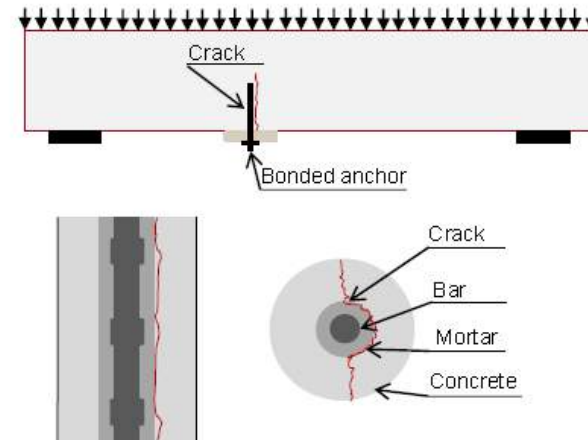
قسمت دوم: مهار کاشته شده (بررسی تئوری ها)



“Rebar theory”
“Design of rebar as a rebar”



“Anchor theory”
“Design of rebar as an anchor”



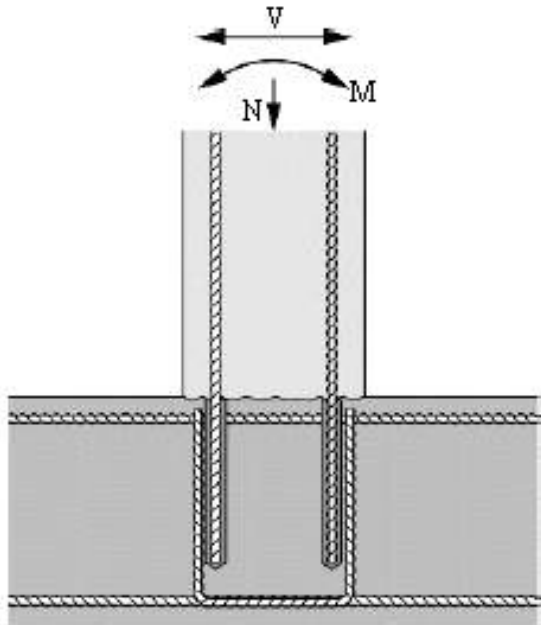


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

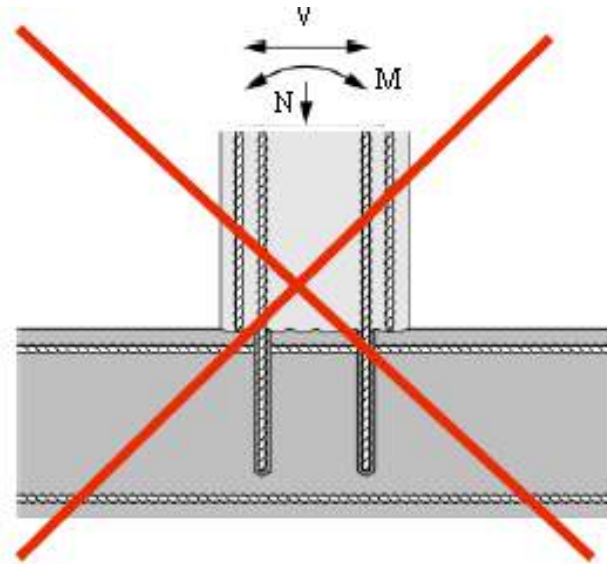
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

قسمت دوم: مهار کاشته شده (بررسی تئوری ها)



Overlap joint at a foundation of a column or wall



Components subjected to bending moment and compression

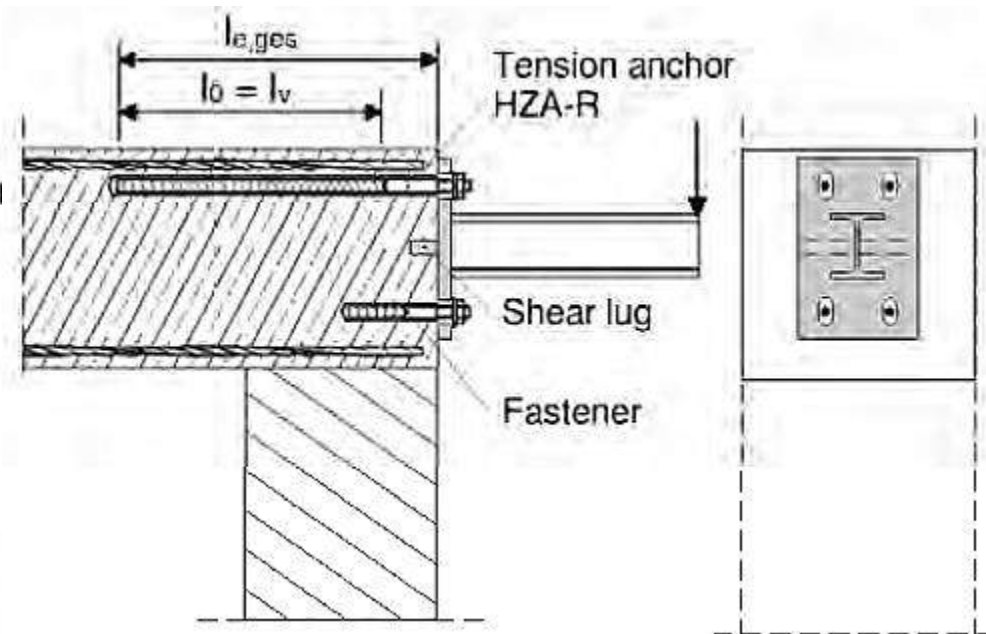
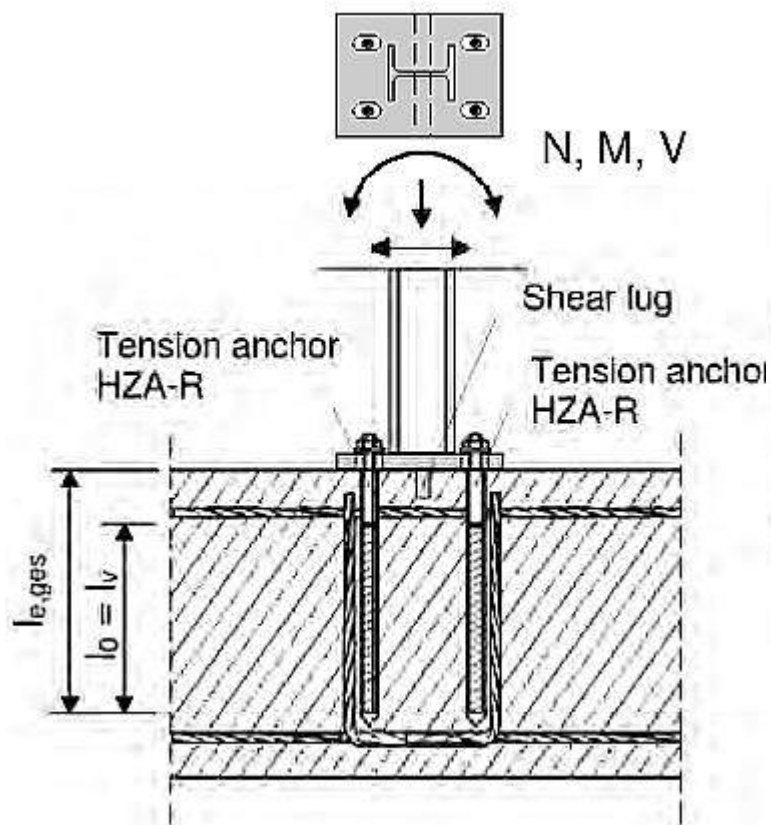


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

(توجه نمایید که در این حالت مودهای گسیختگی تئوری انکر وجود ندارد)





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

قسمت دوم: مهار کاشته شده (بررسی تئوری ها)

	“Rebar theory” Post-installed rebar	“Anchor theory” Bonded anchor
Load on the bar	Tension (roughness of joint critical for the shear transfer)	Tension, shear, combination of both
Load transfer mechanism	Equilibrium with local or global concrete struts	Utilization of concrete tensile strength
Failure modes	Steel yielding, pull out, splitting	Steel failure, concrete cone failure, pull out, splitting
Design steps	1. Calculation of steel reinforcement 2. Calculation of required anchorage length	1. Calculation of all characteristic capacities 2. Determination of minimum capacity controlling failure anchorage
“Result of theory application”	Anchorage length (l_{bd})	Capacity of the anchor (N_{Rk})
Minimum concrete cover (min (spacing; edge distance))	According to EC2	According to ETA
Allowable anchorage length	$l_{b,min} \geq \max(0.3l_{brqd}, f_{yd}, 10\phi; 100mm)$	$4\phi \leq l_{b,min} \leq 20\phi$
Concrete	Uncracked/cracked	Cracked/uncracked

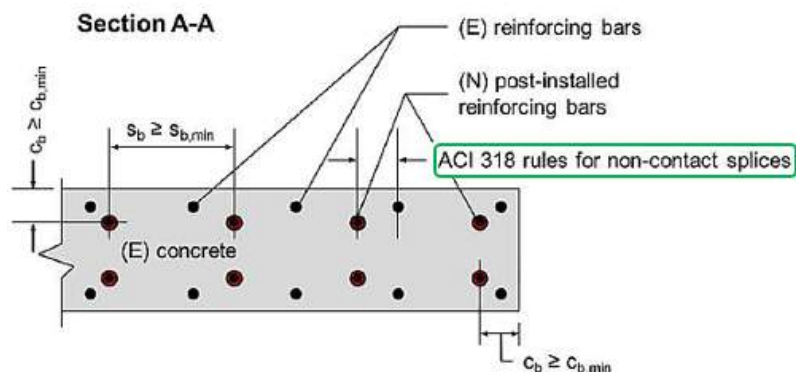
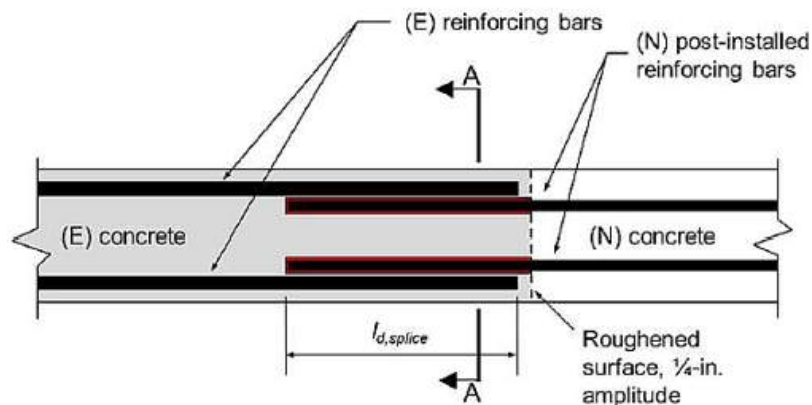


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

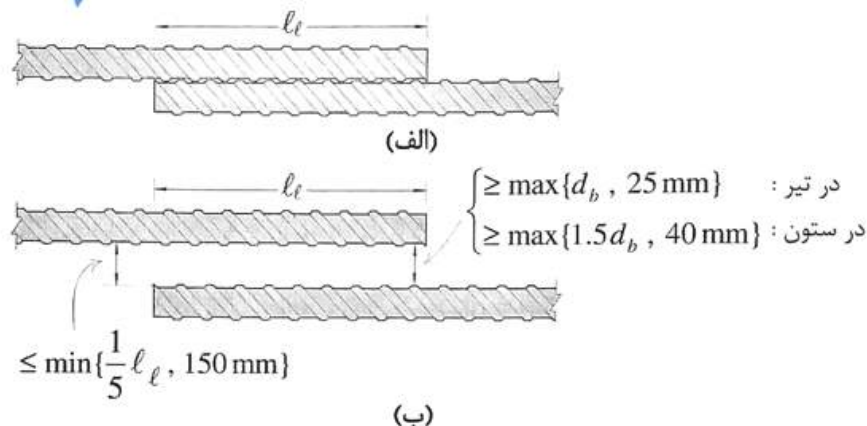
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

قسمت دوم: مهار کاشته شده (بررسی تئوری ها)



HILTI HIT-HY 200 FOIL PACK AND MIXING NOZZLE

۹-۲۱-۱ فاصله ی حداقل میلگردها
۹-۲۱-۴-۱-۴ وصله ی پوششی غیر تماسی





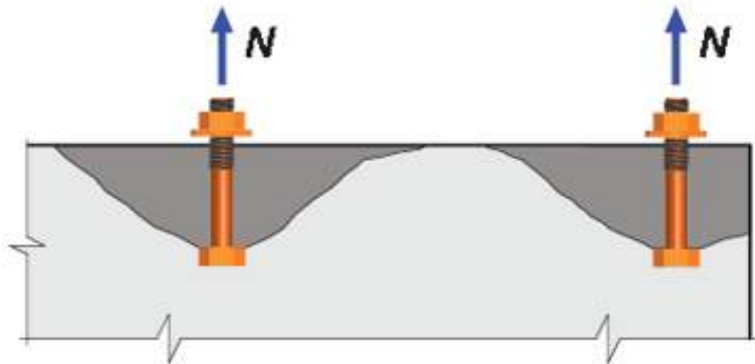
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

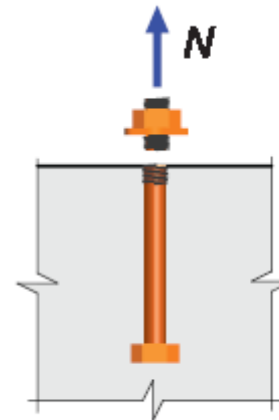
واحد تهران شرق

کاشت میلگرد: (تئوری انکر (مهاری))

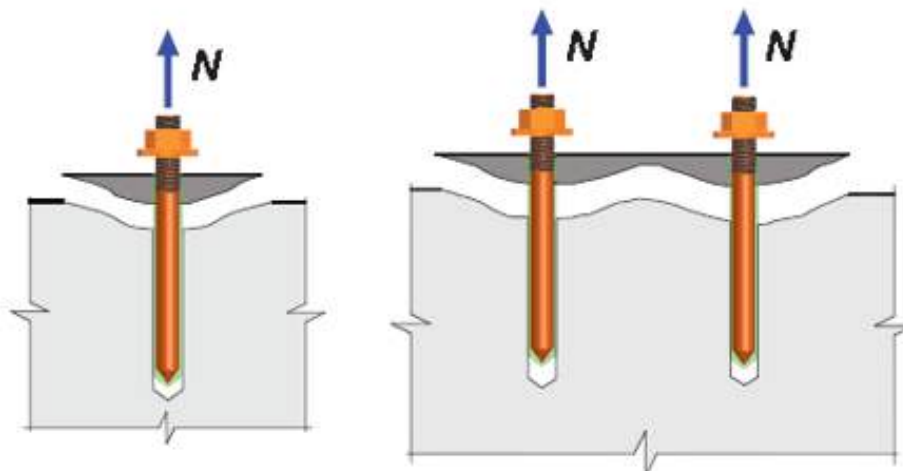
آشکال خرابی در کشش کاشتنی چسبی



گسیختگی مخروطی بتن



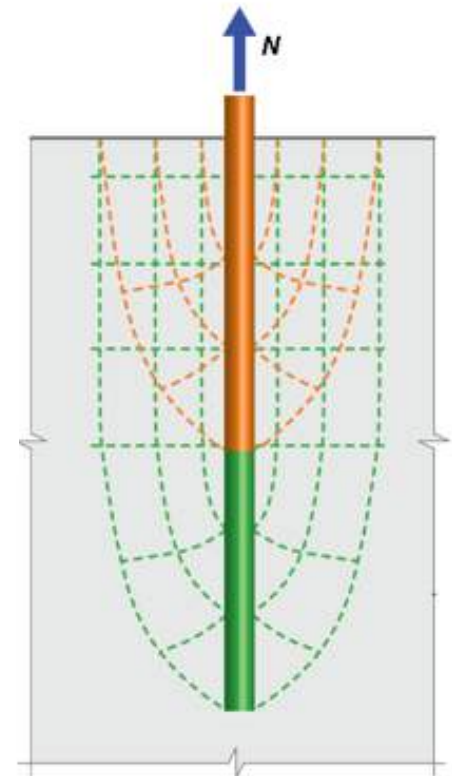
گسیختگی فولاد



Single

Group

گسیختگی پیوستگی

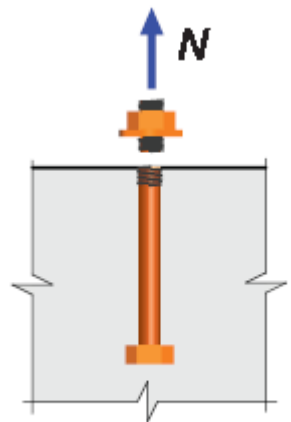




Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



گسیختگی فولاد

کاشت میلگرد: (تئوری انکر (مهار))

۹-۱۸-۴-۱-۲ مقاومت اسمی مهار در کشش، N_{sa} ، نباید از مقدار زیر بیش‌تر باشد:

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \longrightarrow \text{تنش کششی (نهایی) مهار} \quad (۹-۱۸-۱)$$

- ۱- سطح مقطع اسمی آرماتور (از قطر بیرونی کمتر است)
- ۲- سطح مقطع موثر (با قطر متوسط) پیچ (قطعه) رزوه شده متناسب با رابطه زیر:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2 \quad (۹-۱۸-۲)$$

n_t تعداد شیار رزوه در هر میلی متر طول مهار است

- ۳- می توان مانند آیین نامه فولاد برای پیچ رزوه شده کاهش ۰.۲۵ سطح مقطع نسبت به مقطع اسمی (بر اساس قطر بیرونی رزوه یا دندانه) محاسبه نمود.

$$R_n = 0.75 F_u A_b$$

ت ۹-۱۸-۴-۱-۲ بجای رابطه ۹-۱۸-۱ می توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$N_{sa} = \frac{\pi}{4} d_a^2 (0.7 f_{uta})$$

رابطه ت ۹-۱۸

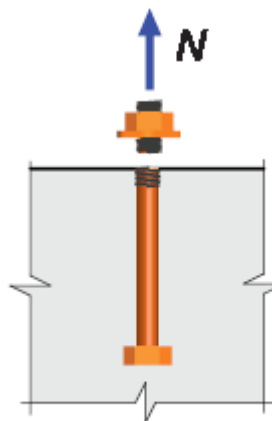


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

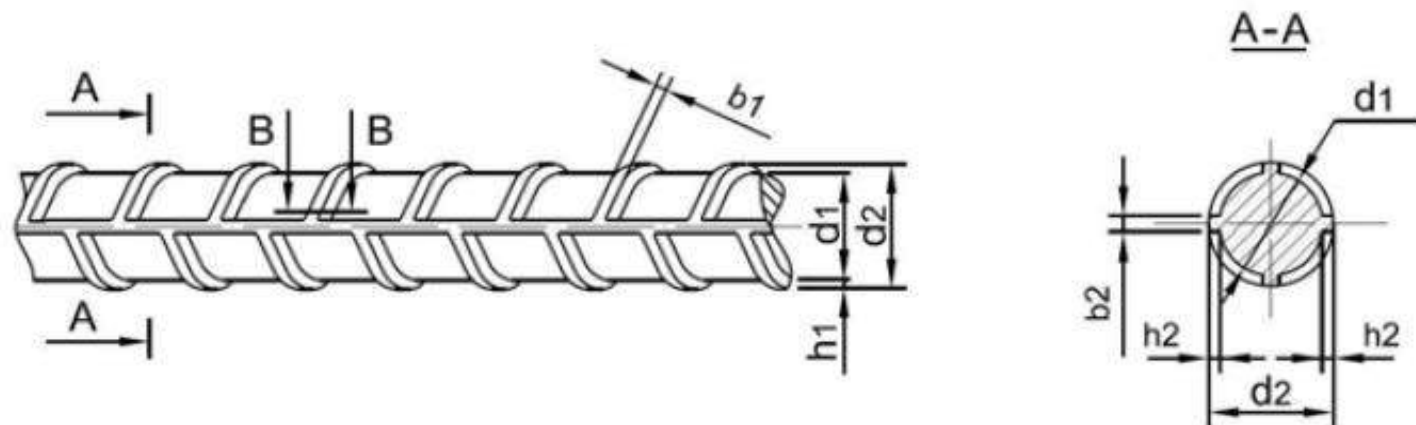
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

کاشت میلگرد: (تئوری انکر (مهاری))



سختگی فولاد



اعداد بر حسب میلیمتر

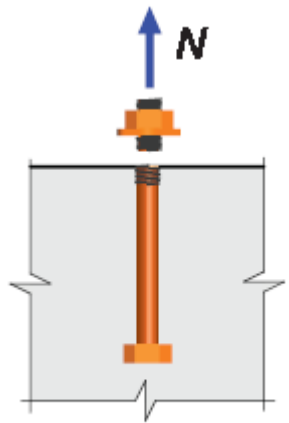
پهنای آج طولی b_2	ارتفاع آج طولی h_2	کام C	قطر خارجی d_2	پهنای آج عرضی b_1	ارتفاع آج عرضی h_1		قطر زمینه d_1		قطر اسمی میلگرد d
					روداری	حد استاندارد	روداری	حد استاندارد	
۱,۰	۰,۵۰	۵	۶,۷۵	۰,۵۰	$\pm ۰,۲۵$	۰,۵۰	۰,۳	۵,۷۵	۶
۱,۲۵	۰,۷۵	۵	۹,۰	۰,۷۵		۰,۷۵		۷,۵	۸
۱,۵	۱,۰۰	۷	۱۱,۳	۱,۰۰		۱,۰۰		۹,۳	۱۰
۲,۰	۱,۲۵	۷	۱۳,۵	۱,۰۰		۱,۲۵		۱۱,۰	۱۲



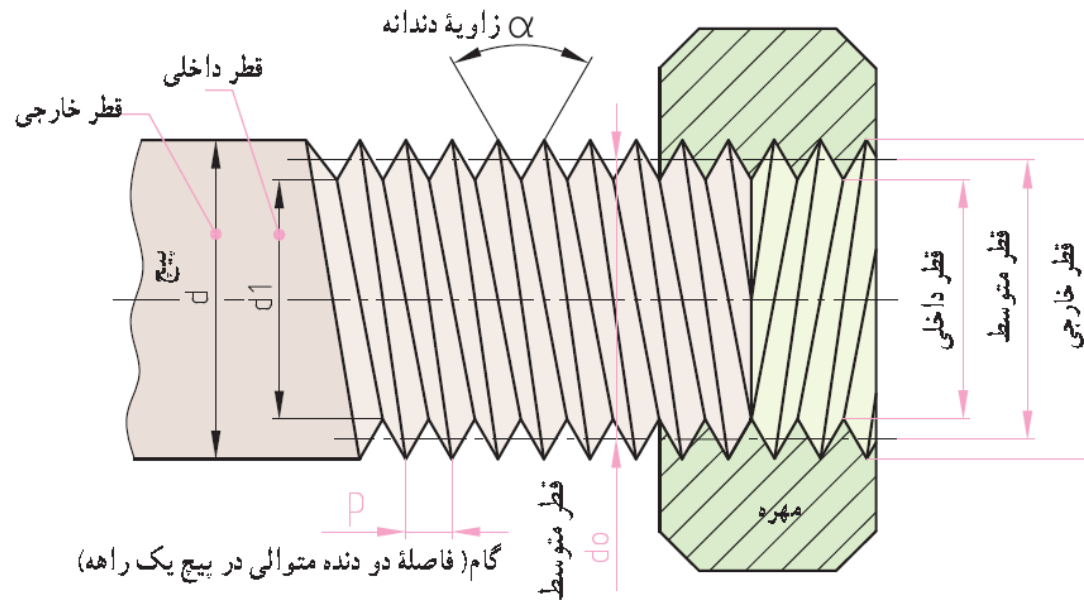
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



گسیختگی فولاد



رزوه های معمولی

قطر متوسط در گام:

$$d_0 = d - 0.6495 P$$

قطر متوسط تنش:

$$d_m = \frac{d_1 + d_0}{2}$$

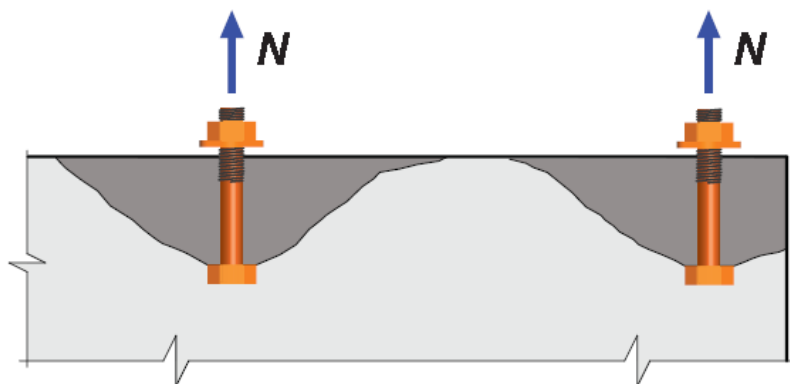
در پیچها قطر خارجی با قطر تنه رزوه نشده برابر است اما درست این است که اثرات کاهش مقطع به علت شیار زنی (عمق رزوه ها) در نظر گرفته شده و محاسبات بر اساس **قطر متوسط** انجام شود. در مبحث ۹ این کار با رابطه ۹-۱۸-۲ انجام می شود اما در مبحث ۱۰ این کار با تقریب **کاهش ۰.۲۵ سطح مقطع** انجام می شود. سطح مقطع **آرماتور** مشابه رابطه ۹-۱۸-۲ و براساس **سطح مقطع موثر (قطر متوسط)** انجام شده است. (کاهش ۲۵٪ برای قطرهای پایین است و با افزایش سایز، نسبت به ۲۰٪ می رسد)



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



کاشت میلگرد: (تئوری انکر (مهار))

گسیختگی مخروطی بتن

۹-۱۸-۴-۲ مقاومت گسیختگی مخروطی بتن مهار در کشش

۹-۱۸-۴-۲-۱ مقاومت اسمی گسیختگی مخروطی بتن مهار در کشش، N_{cb} برای مهارهای

تکی، یا N_{cbg} برای مهارهای گروهی، نباید از مقادیر زیر بیش تر در نظر گرفته شود.

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (۹-۱۸-۳-الف)$$

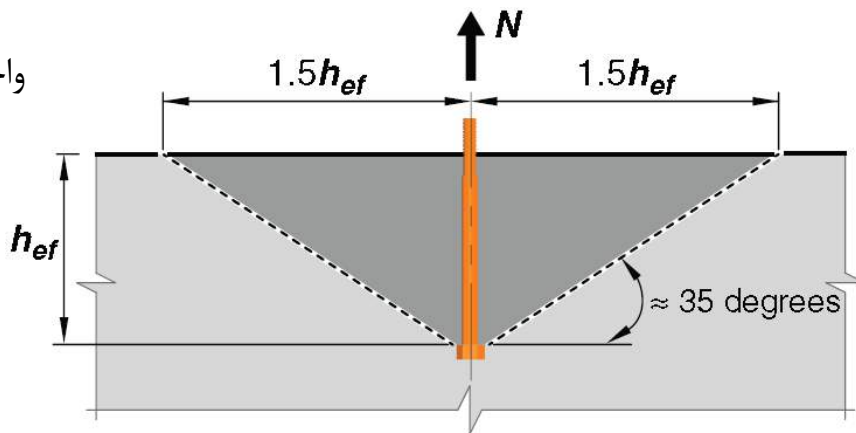
$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (۹-۱۸-۳-ب)$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



کاشت میلگرد: (تئوری انکر (مهار))

گسیختگی مخروطی بتن

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (۴-۱۸-۹)$$

۲-۲-۴-۱۸-۹ مقاومت پایه‌ی گسیختگی بتن در کشش، برای مهار تکی در بتن ترک خورده، N_b ، نباید از مقدار زیر بیش‌تر باشد.

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad \text{به مقاومت چسب وابسته نیست!} \quad (۵-۱۸-۹)$$

که در آن k_c برای مهارهای تعبیه شده و برای مهارهای کاشتنی به ترتیب ۱۰ و ۷ می‌باشد. مقدار k_c برای مهارهای کاشتنی را میتوان بر اساس نتایج آزمایشهای مورد استناد مراجع مورد تایید، بیش‌تر از ۷ در نظر گرفت؛ ولی در هر صورت این مقدار نباید از ۱۰ بیش‌تر باشد.

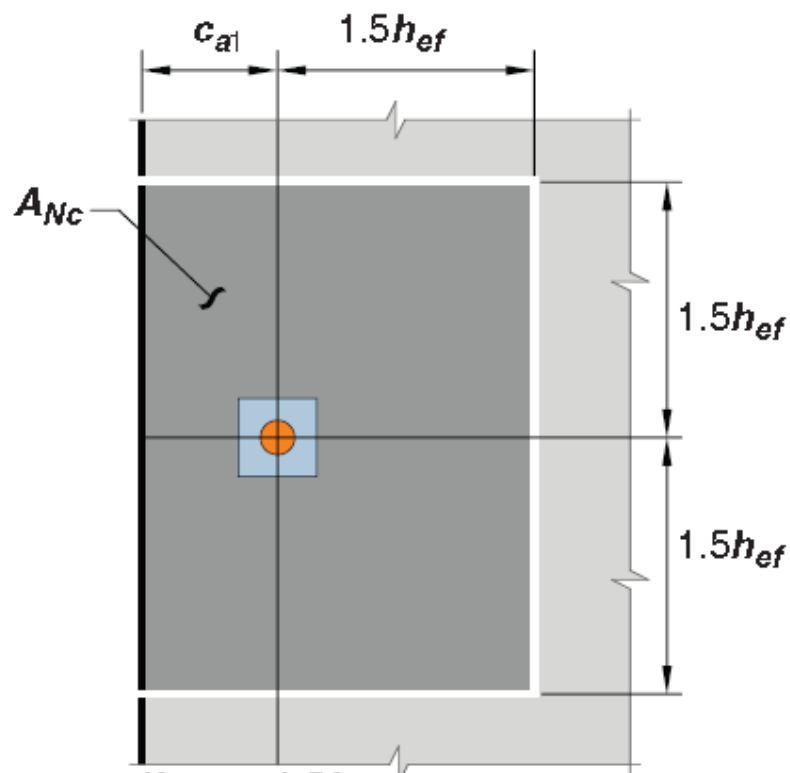


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

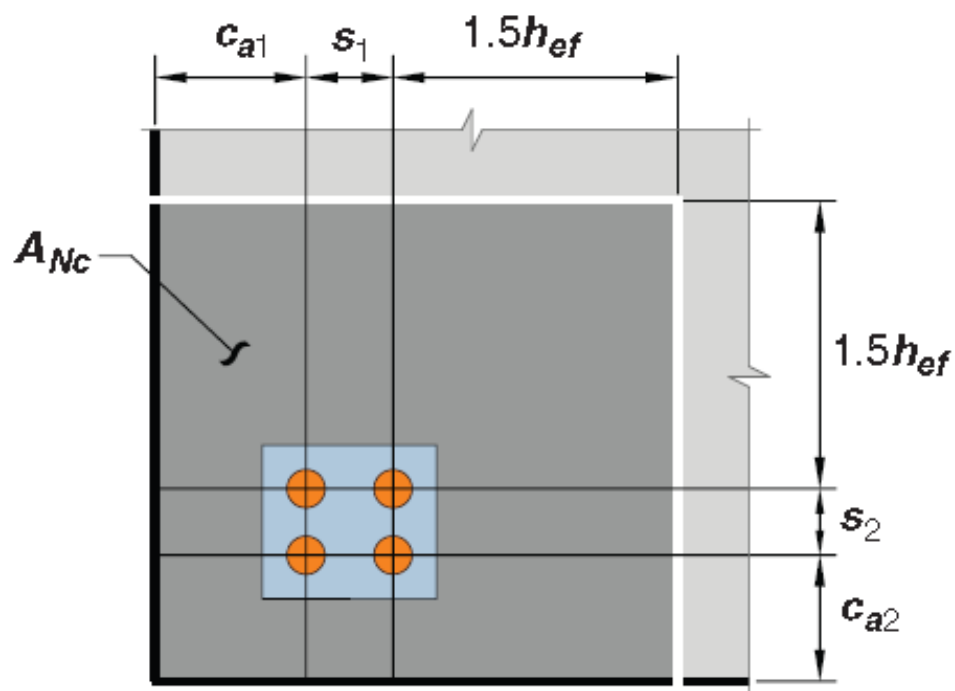
واحد تهران شرق

کاشت میلگرد: (تئوری انکر (مهاری))



If $c_{a1} < 1.5h_{ef}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef})$$



If c_{a1} and $c_{a2} < 1.5h_{ef}$

and s_1 and $s_2 < 3h_{ef}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef}) \times (c_{a2} + s_2 + 1.5h_{ef})$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۸-۷-۴ فاصله‌ی بحرانی از لبه، c_{ac}

– برای مهارهای چسبی: $2h_{ef}$

– برای مهارهای زیر چاکی: $2.5h_{ef}$

– برای مهارهای انبساطی: نصب شده با اعمال پیچش، $4h_{ef}$

– برای مهارهای انبساطی: نصب با اعمال جا به جایی، $4h_{ef}$

۹-۱۸-۲-۲ در مواردی که فاصله‌ی دو یا چند مهار از یک دیگر از فواصل بحرانی زیر کمتر باشد، اثرات گروهی مهارها در گسیختگی باید منظور شوند.

الف- در حالت گسیختگی مخروطی بتن در کشش، برابر با $3h_{ef}$

ب- در حالت گسیختگی مقاومت پیوستگی در کشش، برابر با $2C_{Na}$

پ- در حالت گسیختگی لبه‌ی بتن در برش، برابر با $3C_{a1}$



واحد تهران شرق

بدون خروج از
مرکزیت برابر ۱

برای کاشت دور از
لبه برابر ۱

برای بتن ترک
خورده برابر ۱

برای بتن ترک
خورده برابر ۱

الف- ضریب اصلاح $\psi_{ec,N}$ برای مهارهای گروهی تحت بار کششی با خروج از مرکزیت:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \leq 1 \quad (7-18-9)$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \quad (8-18-9)$$

پ- ضریب اصلاح ترک خوردگی بتن، $\psi_{c,N}$ ، برای مهارهایی که در ناحیه‌های از عضو بتنی قرار گرفته‌اند که نتایج تحلیل نشانگر ترک نخوردن بتن در شرایط بارهای بهره برداری هستند:

- برای مهارهای تعبیه شده، $\psi_{c,N}$ باید برابر با ۱/۲۵ در نظر گرفته شود.

- برای مهارهای کاشتنی که در آن‌ها مقدار k_c برابر با ۷ فرض شده، $\psi_{c,N}$ باید برابر ۱/۴ در نظر گرفته شود.

ت- ضریب اصلاح $\psi_{cp,N}$ برای مهارهای کاشتنی طراحی شده برای بتن ترک نخورده مطابق بند پ و بدون آرماتور اضافی برای کنترل ترک دو نیم شدگی:

$$\psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{1.5h_{ef}}{c_{ac}} \quad (9-18-9)$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

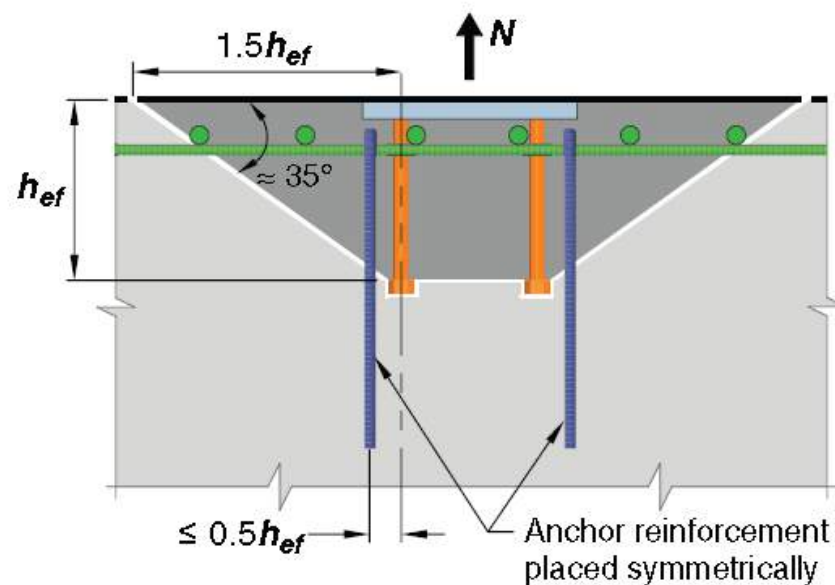
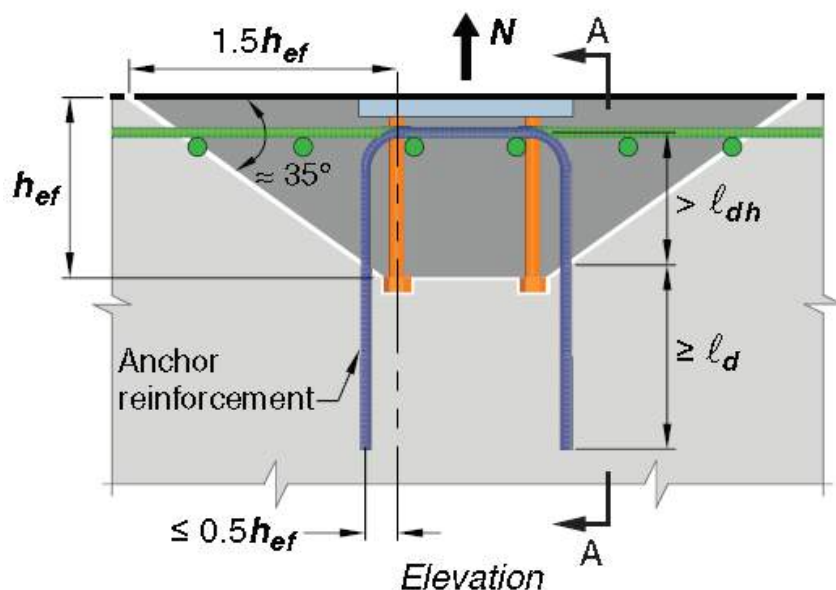
اثر میلگردهای اضافی در حالتی که برای تئوری مهار طراحی شده باشند:

(در کشش)

۷-۳-۱۸-۹ در صورت تامین آرماتورهای مهار مناسب بر اساس بند ۶-۲-۴-۱۸-۹ و ۹-۲-۵-۱۸-۹، نیازی به کنترل گسیختگی مخروطی بتن در کشش طبق بند ۲-۴-۱۸-۹ و گسیختگی لبه‌ی بتن در برش طبق بند ۲-۵-۱۸-۹ نیست.

(در برش)

۶-۲-۴-۱۸-۹ در مواردی که آرماتورهای مهار (به شکل ۳-۱۸-۹ مراجعه کنید)، در هر دو طرف سطح گسیختگی مخروطی بتن دارای طول مهاری کافی مطابق فصل ۲۱-۹ باشند، می‌توان از مقاومت آرماتورهای مهار به جای مقاومت گسیختگی مخروطی بتن در محاسبه‌ی ϕN_n استفاده نمود. ضریب ϕ در این حالت باید ۰/۷۵ منظور شود.

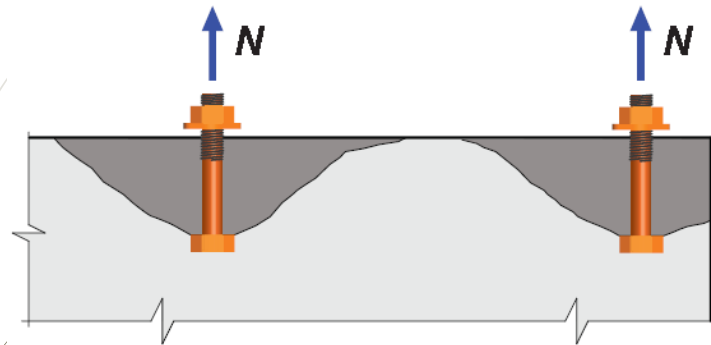




Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



(iii) Concrete breakout

جمع بندی:

- ۱- در مود گسیختگی مخروطی بتن مقاومت فولاد و یا مهار تعیین کننده نیست.
- ۲- در مود گسیختگی مخروطی بتن مقاومت چسب تعیین کننده نیست.
- ۳- در مود گسیختگی مخروطی بتن قطر مهار و در نتیجه عمق کاشت خیلی تعیین کننده است به طوریکه با افزایش قطر و در نتیجه عمق کاشت، نزدیک شدن کاشتها به هم باعث کاهش قابل ملاحظه مقاومت می شود.

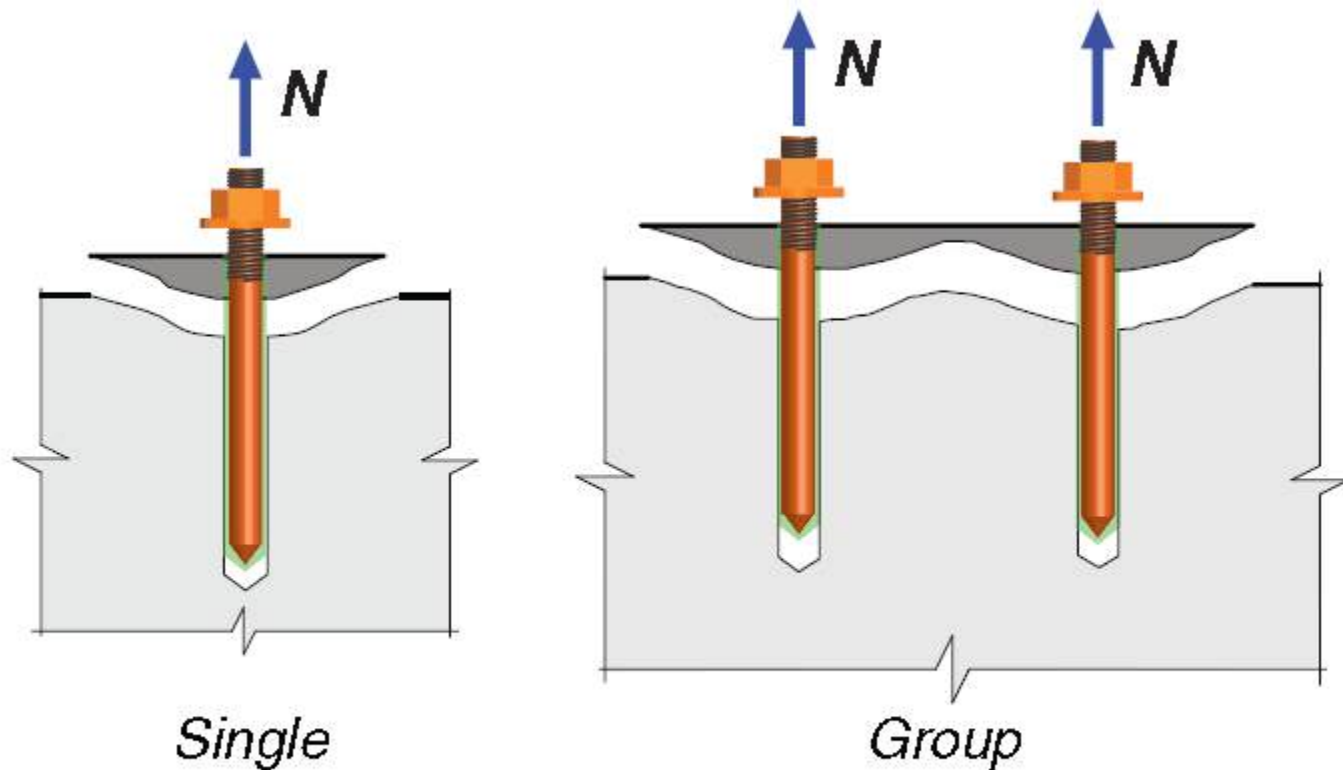


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

کاشت میلگرد: (تئوری انکر (مهار))



(vi) Bond failure

گسیختگی پیوستگی



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۵-۴-۱۸-۹ مقاومت پیوستگی مهارهای چسبی در کشش

۱-۵-۴-۱۸-۹ مقاومت اسمی پیوستگی N_a برای مهارهای چسبی تکی و N_{ag} برای مهارهای گروهی، به صورت زیر محاسبه می شود

الف- برای مهارهای تکی

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba}$$

(۱۳-۱۸-۹)

۲-۵-۴-۱۸-۹ مقاومت پایه پیوستگی در کشش برای یک مهار تکی، در بتن ترک خورده N_{ba} نباید مساوی یا بیشتر از مقدار رابطه زیر در نظر گرفته شود

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef}$$

(۱۷-۱۸-۹)

در این رابطه تنش پیوستگی مشخصه، τ_{cr} ، تنش متناظر احتمال شکست ۵ درصد است که بر اساس آزمایش های مورد استناد مراجع مورد تائید تعیین می شود.

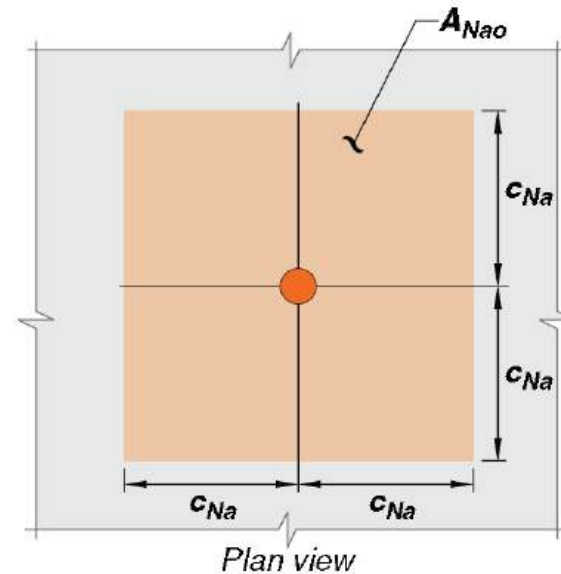
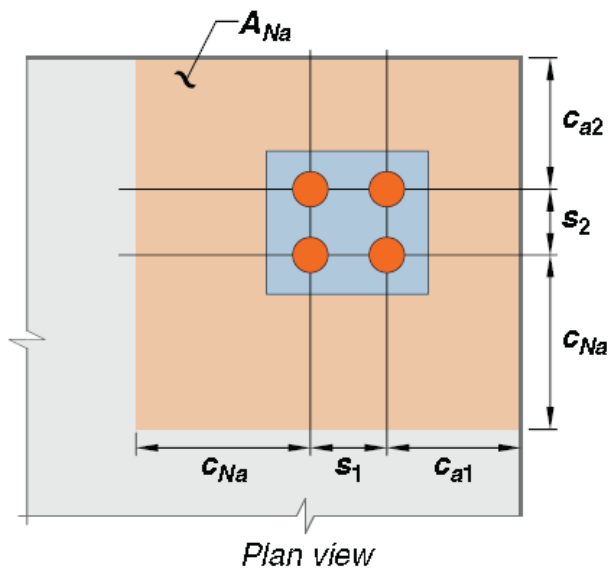


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

سطوح مبنا و گروهی:



$$A_{Nao} = (2c_{Na})^2$$

if c_{a1} and $c_{a2} < c_{Na}$

s_1 and $s_2 < 2c_{Na}$

$$A_{Na} = (c_{Na} + s_1 + c_{a1})(c_{Na} + s_2 + c_{a2})$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

جدول ۹-۱۸-۴. حداقل تنش پیوستگی.

شرایط محیطی بهره برداری و نصب	میزان رطوبت بتن در زمان نصب مهار	حداکثر دما در شرایط بهره برداری (درجه سانتیگراد)	τ_{cr} (مگاپاسکال)	τ_{uncr} (مگاپاسکال)
بیرون بنا	خشک تا کاملاً اشباع	۸۰	۱/۴	۴/۵
داخل بنا	خشک	۴۵	۲/۱	۷/۰

- اگر مهار برای بارهای لرزه‌ای طراحی می‌شود، مقدار τ_{cr} باید در ۰/۸ و τ_{uncr} در ۰/۴ ضرب شوند.
- اگر مهار برای بارهای کششی دائمی طراحی می‌شود، مقادیر τ_{cr} و τ_{uncr} باید در ۰/۴ ضرب شوند.

$$c_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{7.6}} \xrightarrow{\text{حداقل لرزه ای}} c_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{4.5}{7.6}} = 7.7d_a \quad (۹-۱۸-۱۶)$$

بدون خروج از مرکزیت برابر ۱

$$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} \leq 1 \quad (۹-۱۸-۱۸)$$

برای کاشت دور از لبه برابر ۱

$$\psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{c_{Na}} \quad (۹-۱۸-۱۹)$$

برای بتن ترک خورده برابر ۱

$$\psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad (۹-۱۸-۲۰)$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۹-۱۸-۴-۶ مقاومت کششی برای بارهای کششی دائمی

۹-۱۸-۴-۱ مقاومت کششی مهارهای چسبی برای بارهای کششی دائمی از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$N_{bac} = 0.55 N_{ba} \quad (۹-۱۸-۲۱)$$

که در آن N_{ba} بر اساس بند ۹-۱۸-۴-۵-۲ محاسبه می‌گردد.

۹-۱۸-۵-۳ مقاومت قلوه‌کن شدن بتن برای مهار در برش

۹-۱۸-۵-۱ مقاومت اسمی قلوه‌کن شدن V_{cp} برای مهار تکی یا V_{cpg} برای مهار گروهی، باید به صورت زیر محاسبه شود:

الف- برای مهارهای تکی

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp} \quad (۹-۱۸-۳۱)$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

برای مهارهای تعبیه شده، انبساطی و زیر چاکی، N_{cp} باید برابر با N_{cb} از رابطه‌ی (۹-۱۸-۳-الف)،
و برای مهار چسبی، N_{cp} باید برابر با کمترین دو مقدار N_a از رابطه‌ی (۹-۱۸-۱۳) و N_{cb} از
رابطه‌ی (۹-۱۸-۳-الف) در نظر گرفته شود.

پیوستگی
مهار

گسیختگی
مخروطی

ب- برای مهارهای گروهی

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg}$$

(۹-۱۸-۳۲)

برای مهارهای تعبیه شده، انبساطی و زیر چاکی، N_{cpg} باید برابر با N_{cbg} از رابطه‌ی (۹-۱۸-۳-ب)،
و برای مهار چسبی، N_{cpg} باید برابر با کمترین دو مقدار N_{ag} از رابطه‌ی (۹-۱۸-۱۴) و N_{cbg} از
رابطه‌ی (۹-۱۸-۳-ب) در نظر گرفته شود.

متغیر k_{cp} در رابطه‌های فوق، در مواردی که h_{ef} کمتر از ۶۵ میلی متر است برابر با ۱/۰، و در
مواردی که h_{ef} بیش‌تر یا مساوی ۶۵ میلی متر است برابر با ۲/۰ منظور می‌شود.

پیوستگی
مهار

گسیختگی
مخروطی



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

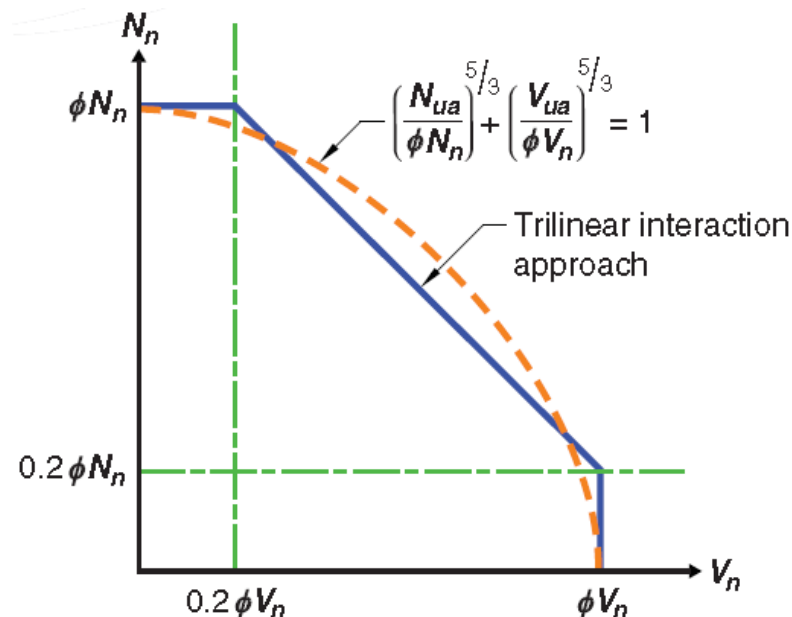
واحد تهران شرق

۹-۱۸-۶ اندرکنش نیروهای کششی و برشی

مهارهای تکی یا گروهی تحت اثر همزمان بارهای کششی و برشی باید طبق ضوابط این بند طراحی شوند. مقادیر ϕN_n و ϕV_n مقاومت‌های کششی و برشی مهارها، بر اساس بندهای ۹-۱۸-۴ و ۹-۱۸-۵ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۸-۶-۳ اگر $V_{ua} > 0.2\phi V_n$ و $N_{ua} > 0.2\phi N_n$ باشند، رابطه‌ی زیر باید برای اندرکنش کشش و برش برقرار شود:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2$$



(۹-۱۸-۳۵)



واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۸-۱۸-۹ الزامات لرزه‌ای ۲-۸-۱۸-۹ الزامات برای بارهای کششی

۲-۲-۸-۱۸-۹ در مواردی که مولفه‌ی کششی بار زلزله روی مهار تکی یا گروهی، بیش‌تر از ۲۰

درصد کل بار کششی روی مهار در همان ترکیب بار باشد، طراحی مهارها و ملحقات آنها باید یکی از بندهای (الف) تا (ت) زیر را تامین نماید.

R_y میلگرد

الف: ۱- مقاومت فولاد مهار باید $(1/2)$ برابر مقاومت اسمی آن در نظر گرفته شود.

ت- مهارهای تکی یا گروهی باید برای حداکثر بار کششی حاصل از ترکیب بارهای شامل زلزله که در آنها بار زلزله با ضریب اضافه مقاومت Ω_0 تشدید شده است، طراحی شوند. مقاومت کششی مهارها در طراحی از بند ۳-۲-۸-۱۸-۹ یا ۴-۲-۸-۱۸-۹ محاسبه می‌شود.

Min

۳-۲-۸-۱۸-۹ مقاومت کششی در طراحی مهارهایی که نیروهای زلزله را تحمل می‌کنند و بر اساس بند ۲-۲-۸-۱۸-۹ (ب) تا (ت) طراحی می‌شوند، باید با منظور نمودن بندهای (الف) تا (ث) (که اثر بارگذاری لرزه‌ای را در کاهش مقاومت کششی منظور می‌کنند)، و حالات گسیختگی جدول ۱-۱۸-۹ و فرض ترک خوردگی بتن محاسبه شود؛ مگر آن که بتوان نشان داد بتن ترک نخورده است؛ که در این صورت مقاومت متناظر با حالات گسیختگی را می‌توان با فرض ترک نخوردن بتن محاسبه نمود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۸-۱۸-۹ الزامات لرزه‌ای ۲-۸-۱۸-۹ الزامات برای بارهای کششی

الف- برای یک مهار تکی یا یک مهار از گروه مهاری که تحت بیشترین تنش واقع شده‌اند، ϕN_{sa}

ب- برای یک مهار تکی و یا یک مهار از گروه مهاری که تحت بیشترین تنش قرار می‌گیرند،

$$0.75\phi N_{cb} \text{ یا } 0.75\phi N_{cbg}$$

در صورتی که آرماتورهای مهار مطابق بند ۶-۲-۴-۱۸-۹ تامین شده باشند، نیازی به محاسبه‌ی N_{cb} و N_{cbg} نمی‌باشد.

پ- برای یک مهار تکی و یا یک مهار از گروه مهاری که تحت بیشترین تنش قرار می‌گیرند،

$$0.75\phi N_{pn}$$

ضرایب کاهش مقاومت به علت
افزایش ترک خوردگی در بارهای
فوق العاده و فراتر از مقاومت نهایی

$$0.75\phi N_{sb} \text{ یا } 0.75\phi N_{sbg}$$

$$0.75\phi N_a \text{ یا } 0.75\phi N_{ag}$$

۶-۲-۴-۱۸-۹ در مواردی که آرماتورهای مهار (به شکل ۳-۱۸-۹ مراجعه کنید)، در هر دو طرف سطح گسیختگی مخروطی بتن دارای طول مهاری کافی مطابق فصل ۲۱-۹ باشند، می‌توان از مقاومت آرماتورهای مهار به جای مقاومت گسیختگی مخروطی بتن در محاسبه‌ی ϕN_n استفاده نمود. ضریب ϕ در این حالت باید ۰/۷۵ منظور شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۸-۱۸-۹ الزامات لرزه‌ای ۳-۸-۱۸-۹ الزامات برای بارهای برشی

۲-۳-۸-۱۸-۹ در مواردی که مولفه‌ی برشی بار زلزله‌ی وارد بر مهارهای تکی یا گروهی، بیش‌تر از ۲۰ درصد کل بار برشی وارد به مهار در همان ترکیب بار باشد، طراحی مهار و ملحقات آن باید مطابق یکی از بندهای (الف) تا (پ) بوده و مقاومت برشی مهار بر اساس بند ۵-۱۸-۹ تعیین شود.

الف- مهارهای تکی یا گروهی باید برای حداکثر برش قابل انتقال به آنها بر اساس یک مکانیزم تسلیم شکل پذیر خمشی، برشی، یا اتکایی یا ترکیبی از آنها در قطعه‌ی الحاقی، و با در نظر گرفتن اضافه مقاومت مصالح و سخت شوندگی کرنشی در اجزای الحاقی، طراحی شوند.

ب- مهارهای تکی یا گروهی باید برای حداکثر نیروی برشی قابل انتقال به آنها از طریق قطعه‌ی الحاقی با رفتار غیر تسلیم شونده محاسبه شوند.

پ- مهارهای تکی یا گروهی باید برای حداکثر بار برشی حاصل از ترکیب‌هایی از بار طراحی که در آنها بار زلزله با ضریب اضافه مقاومت Ω_0 تشدید شده است، محاسبه شوند.

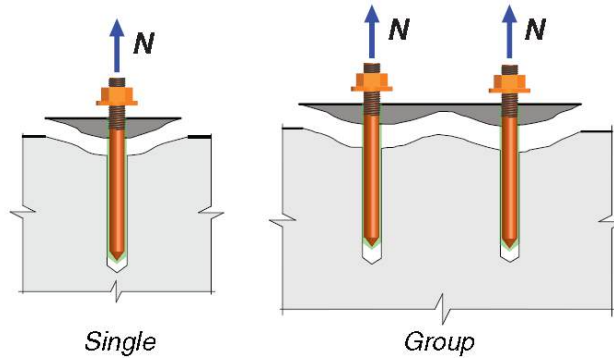
۳-۳-۸-۱۸-۹ در مواردی که از آرماتورهای مهار مطابق بند ۸-۲-۵-۱۸-۹ استفاده می‌شود، نیازی به کاهش مقاومت برشی برای در نظر گرفتن اثر بارگذاری لرزه‌ای نمی‌باشد؛ و اعمال ضریب‌های کاهش مقاومت بر اساس بند ۳-۱۸-۹ کافی خواهد بود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



(vi) Bond failure

جمع بندی:

- ۱- در مود مقاومت پیوستگی بتن مقاومت فولاد و یا مهار تعیین کننده نیست.
- ۲- در مود مقاومت پیوستگی بتن مقاومت چسب تعیین کننده است.
- ۳- در مود مقاومت پیوستگی بتن قطر مهار و در نتیجه عمق کاشت نیز تعیین کننده است.
- ۴- در مود مقاومت پیوستگی بتن بار لرزه ای و استاتیکی تعیین کننده است.
- ۵- در مود مقاومت پیوستگی بتن محصورشدگی یا نشدگی بتن در آزمایشات تعیین کننده است.

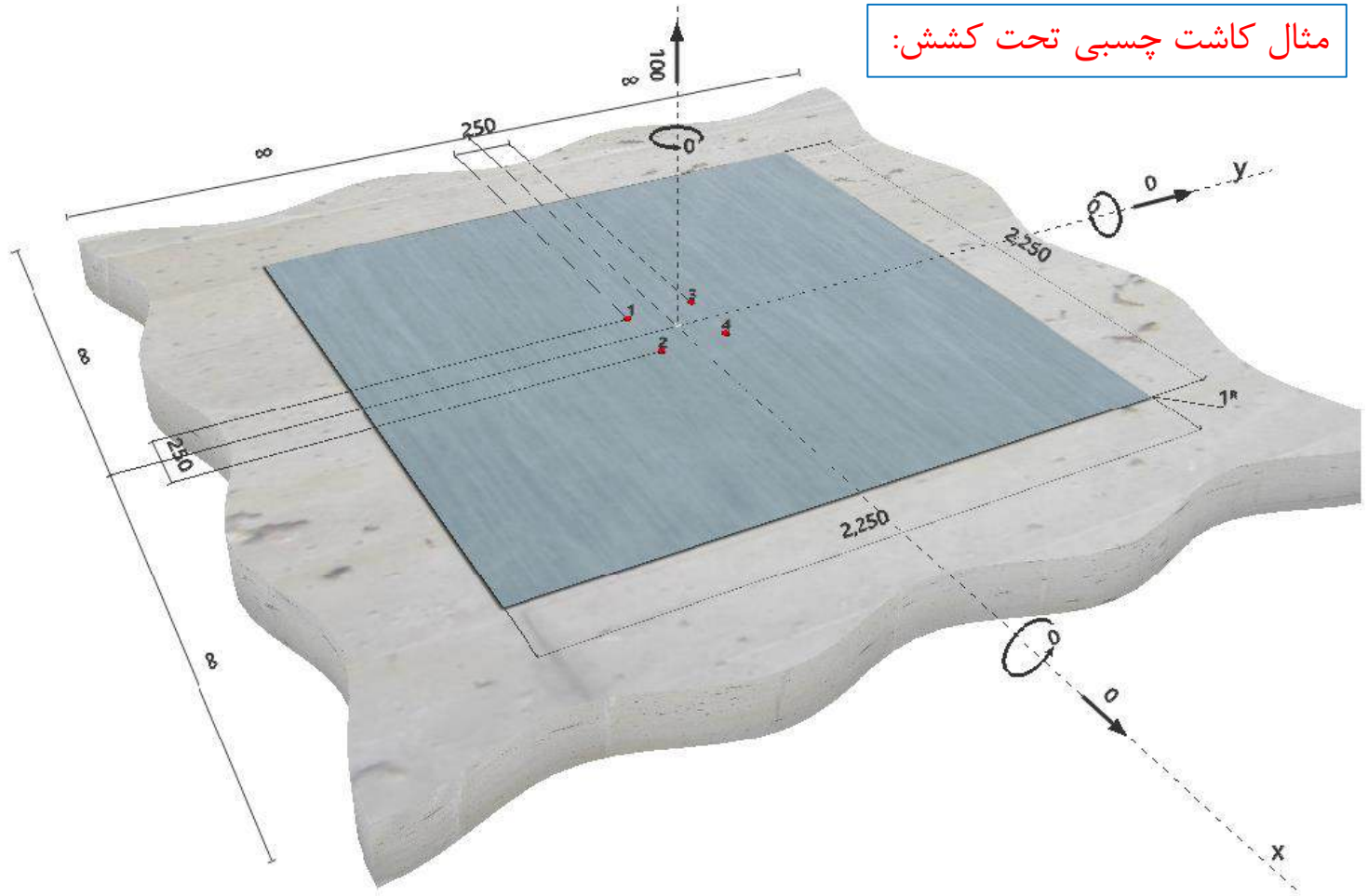


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

مثال کاشت چسبی تحت کشش:



HIT-HY 200 + Rebar 25mm

no supplemental splitting reinforcement present

$h_{ef,act} = 500 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)

cracked concrete, C35/45



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

الف- مقاومت فولاد مهار

3.1 Steel Strength

N_{sa} = ESR value

refer to ICC-ES ESR-3187

$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$

ACI 318-14 Table 17.3.1.1

Variables

سطح مقطع
آرماتور ۲۵

$A_{se,N}$ [mm ²]	f_{uta} [N/mm ²]
491	550.00

Calculations

N_{sa} [kN]
270.000

$$N_{sa} = 491 \times 550 = 270 \text{ kN}$$

Results

N_{sa} [kN]	ϕ_{steel}	$\phi_{nonductile}$	ϕN_{sa} [kN]	N_{ua} [kN]
270.000	0.650	1.000	175.500	100.000

ضریب کاهش مقاومت کششی که برای حالت شکست ترد فرض شده است. (در مبحث ۱۰ متناسب با شکست شکل پذیر ۰.۷۵ فرض شده است)

مقاومت فولاد یک مهار:

$$\phi N_{sa} = 270 \times 0.65 = 175 \text{ kN}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ب- مقاومت گسیختگی مخروطی بتن

3.3 Concrete Breakout Strength

$$N_{cbg} = \left(\frac{A_{Nc}}{A_{Ncd}} \right) \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

$$\phi N_{cbg} \geq N_{ua}$$

A_{Nc} see ACI 318-14, Section 17.4.2.1, Fig. R 17.4.2.1(b)

$$A_{Ncd} = 9 h_{ef}^2$$

$$\psi_{ec,N} = \left(\frac{1}{1 + \frac{2 e_N}{3 h_{ef}}} \right) \leq 1.0$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{a,min}}{1.5 h_{ef}} \right) \leq 1.0$$

$$\psi_{cp,N} = \text{MAX} \left(\frac{c_{a,min}}{c_{ac}}, \frac{1.5 h_{ef}}{c_{ac}} \right) \leq 1.0$$

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} = 7 \times 1 \times \sqrt{35} \times 500^{1.5} = 463 \text{ kn}$$

Variables

h_{ef} [mm]	$e_{c1,N}$ [mm]	$e_{c2,N}$ [mm]	$c_{a,min}$ [mm]	$\psi_{c,N}$
500	0	0	∞	1.000

Calculations

A_{Nc} [mm ²]	A_{Ncd} [mm ²]	$\psi_{ec1,N}$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{ed,N}$	$\psi_{cp,N}$	N_b [kN]
3,062,500	2,250,000	1.000	1.000	1.000	1.000	470.559

Results

N_{cbg} [kN]	$\phi_{concrete}$	$\phi_{seismic}$	$\phi_{ductile}$	ϕN_{cbg} [kN]	N_{ua} [kN]
640.483	0.650	0.750	1.000	312.236	100.000

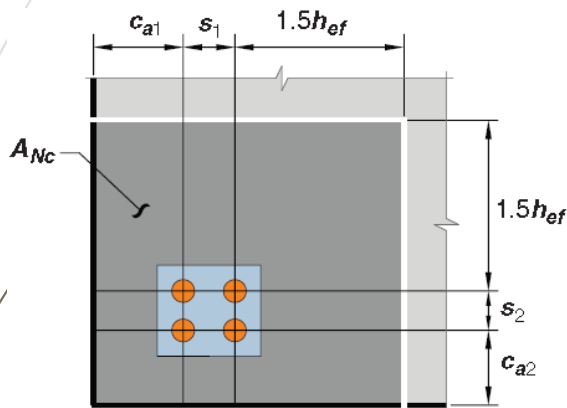


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

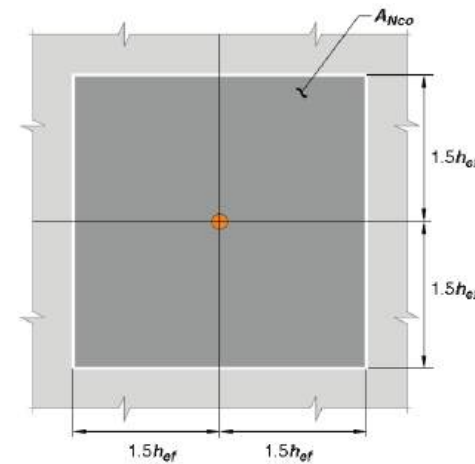
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ب- مقاومت گسیختگی مخروطی بتن



$$A_{Nc} = (2 \times 750 + 250)^2 = 3062500 \text{ mm}^2$$



$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 = 9(500)^2 = 2250000 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} = \frac{3062500}{2250000} = 1.36$$

$$N_{cbg} = \left(\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \right) \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \rightarrow 1.36 \times 470.59 \approx 640 \text{ Kn}$$

$$640 \times 0.65 \times 0.75 \approx 312 \text{ Kn} \rightarrow \frac{312}{4 \times 175} \approx 0.45 !!$$



علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

ج۔ مقاومت پیوستگی بتن

$$N_{ag} = \left(\frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \right) \psi_{ec1,Na} \psi_{ec2,Na} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba}$$

$$\phi \quad N_{ag} \cong N_{ua}$$

A_{Na} = see ACI 318-14, Section 17.4.5.1, Fig. R 17.4.5.1(b)

$$A_{Na0} = (2 c_{Na})^2$$

$$c_{\text{Na}} = 10 d_a \sqrt{\frac{\tau_{\text{uncr}}}{1100}}$$

$$\psi_{ec,Na} = \left(\frac{1}{1 + \frac{e_N}{c_{Na}}} \right) \leq 1.0$$

$$\psi_{\text{ed,Na}} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{\text{a,min}}}{c_{\text{Na}}} \right) \leq 1.0$$

$$\psi_{cp,Na} = \text{MAX} \left(\frac{c_{a,min}}{c_{ac}}, \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \right) \leq 1.0$$

$$N_{ba} = \lambda_a \cdot \tau_{k,c} \cdot \alpha_{N,seis} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef}$$

مقادیر تنش‌های پیوستگی τ ترک خورده و نخورده براساس آزمایش:

[illegible]



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

Variables

$\tau_{k,c,uncr}$ [N/mm ²]	d_a [mm]	h_{ef} [mm]	$c_{a,min}$ [mm]	$\alpha_{overhead}$	$\tau_{k,c}$ [N/mm ²]
11.59	25	500	∞	1.000	6.23
$e_{c1,N}$ [mm]	$e_{c2,N}$ [mm]	c_{ac} [mm]	λ_a	$\alpha_{N,seis}$	
0	0	812	1.000	0.850	

Calculations

c_{Na} [mm]	A_{Na} [mm ²]	A_{Na0} [mm ²]	$\psi_{ed,Na}$
308	748,878	378,689	1.000
$\psi_{ec1,Na}$	$\psi_{ec2,Na}$	$\psi_{cp,Na}$	N_{ba} [kN]
1.000	1.000	1.000	207.811

Results

N_{ag} [kN]	ϕ_{bond}	$\phi_{seismic}$	$\phi_{nonductile}$	ϕN_{ag} [kN]	N_{ua} [kN]
410.956	0.650	0.750	1.000	200.341	100.000

ضریب کاهش مقاومت متناسب با
جدول ۹-۱۸-۲ بدون آرماتور اضافی

ضریب کاهش مقاومت لرزه
ای مطابق بند ۹-۱۸-۳-۲

اثرات کاهش مقاومت لرزه ای که
در مدارک هیلتی برای این نوع
جسب موجود است.

$$5.8 * (35/17.2)^{0.1}$$

$$C_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{11.59}{7.6}} = 12.35 \times 25 = 308 \text{ mm}$$

مقادیر τ ترک خورده و ترک نخورده با توجه افزایش
مقاومت بتن (۳۵ نسبت ۱۷.۲) افزایش یافته است.

increased by a factor of $(f_c / 2,500)^{0.1}$ [For SI: $(f_c / 17.2)^{0.1}$] $\Rightarrow 10.8 * (\frac{35}{17.2})^{0.1}$

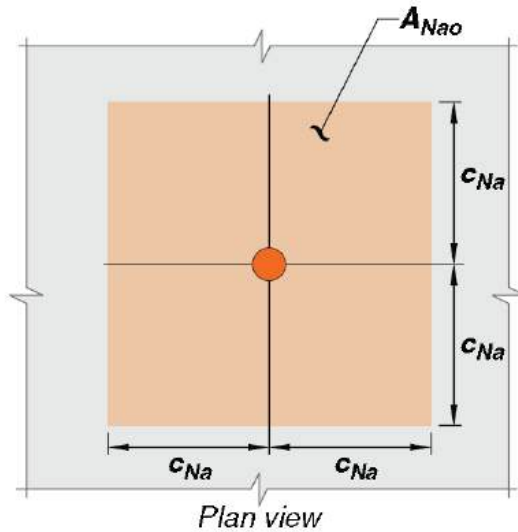


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ج- مقاومت پیوستگی بتن



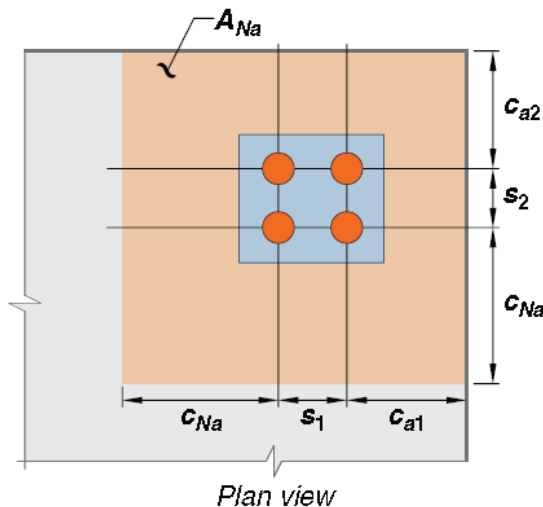
$$A_{Na0} = (2c_{Na})^2$$

$$A_{Na0} = 2c_{Na}^2 = (2 * 308)^2 = 379456 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{Na}}{A_{Na0}} = \frac{749956}{379456} = 1.97$$

$$1.97 \times 207.8 \approx 410 \text{ Kn}$$

$$410 \times 0.65 \times 0.75 \approx 200 \text{ Kn}$$



$$A_{Na} = (2 * 308 + 250)^2 = 749956 \text{ mm}^2$$

$$\frac{200.341}{4 \times 175} \cong 0.3 !!$$